

TUES  
1501  
E943a  
2000  
EJ. 2

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES DISEÑADOS  
CON ESTRIBOS INTEGRALES**

PRESENTADO POR

**MARVIN DANIEL GONZÁLEZ CHICAS**

**JULIO CÉSAR LÓPEZ MOLINA**

**RICARDO PACAS QUINTANILLA**

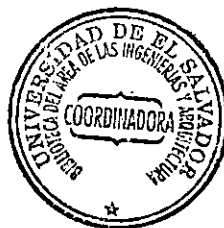
15101968

PARA OPTAR AL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

1510.1968

CIUDAD UNIVERSITARIA, ENERO DE 2000.



4688

Recibido, enero / 2000



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

**RECTORA**

:

**DRA. MARIA ISABEL RODRIGUEZ**

**SECRETARIA GENERAL**

:

**LICDA. LIDIA MARGARITA MUÑOZ VELA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**DECANO**

:

**ING. ALVARO ANTONIO AGUILAR ORANTES**

**SECRETARIO**

:

**ING. SAUL ALFONSO GRANADOS**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DIRECTOR**

:

**ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

*Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:*

**INGENIERO CIVIL**

*Título* :

**ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES DISEÑADOS  
CON ESTRIBOS INTEGRALES.**

*Presentado por* :

**MARVIN DANIEL GONZÁLEZ CHICAS  
JULIO CÉSAR LÓPEZ MOLINA  
RICARDO PACAS QUINTANILLA**

*Trabajo de graduación aprobado por:*

*Coordinador* :

**MSc. ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR.**

*Asesor* :

**ING. MAURICIO HERNÁNDEZ CEDILLOS**

*San Salvador, Enero de 2000.*

UNIVERSITY OF CALIFORNIA  
INSTITUTIONAL RESEARCH CENTER  
UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY

1968-69

1968-69

UNIVERSITY OF CALIFORNIA  
INSTITUTIONAL RESEARCH CENTER  
UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY

UNIVERSITY OF CALIFORNIA  
INSTITUTIONAL RESEARCH CENTER  
UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY

1968-69

1968-69


UNIVERSITY OF CALIFORNIA  
INSTITUTIONAL RESEARCH CENTER  
UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY

1968-69

UNIVERSITY OF CALIFORNIA  
INSTITUTIONAL RESEARCH CENTER  
UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY

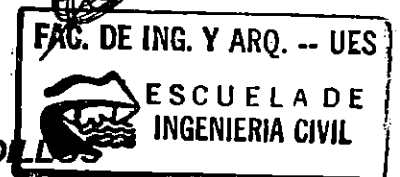
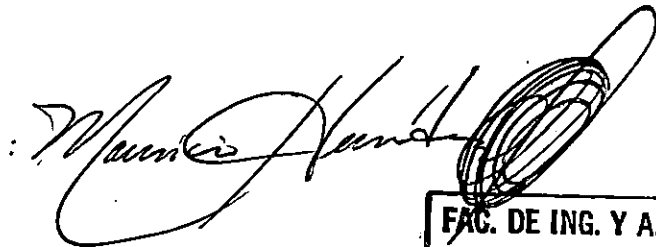
Trabajo de graduación aprobado por:

Coordinador



**MSc. ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR**

Asesor



**ING. MAURICIO HERNÁNDEZ CEDILLOS**

## AGRADECIMIENTOS.

En el desarrollo no solo de este trabajo de investigación, sino de toda mi carrera hay muchas personas a las cuales debo el triunfo obtenido, no solo por su apoyo, sino también por mantener en alto mi espíritu. Por ello dedico este trabajo:

Primeramente a Dios todopoderoso, sin el cual nada es posible en este mundo.

A mi mamá por estar siempre a mi lado en todo momento, a mi papá por haberme apoyado económica y espiritualmente dándome su confianza.

A todas las personas que de algún modo contribuyeron al logro de mi realización como profesional.

**M.D.G.CH.**

## AGRADECIMIENTOS.

A DIOS TODOPODEROSO por ser mi mejor amigo incondicional, ese ser espiritual con el que siempre puedo confiar y que sin su presencia no hubiese sido posible la obtención de este triunfo, ya que en los momentos más difíciles de mi vida y en lo que todo parecía ser cuesta arriba supo darme respuestas favorables a mis peticiones, a guiarme por el camino correcto y a ser de mí una persona útil a la sociedad.

A MI MADRE, Edelmira López por ser una fuente de inspiración que me ha motivado a seguir adelante, por ser esa persona que a sacrificado parte de su vida con el propósito de darme lo mejor de sí. Gracias madrecita por darme la vida y por inculcarme entre otros valores ese espíritu de servicio que tu posees, sin esperar nada a cambio. Dedico este logro académico a ti, esperando darte todo lo mejor que te mereces.

A MI PADRE, Agustín Molina por haberme engendrado, y por hacer de mí una persona responsable. Gracias por darme un soporte económico en el desarrollo de mi vida.

A MI NOVIA, Daysi Gómez por brindarme lo mejor de sí desinteresadamente, por ser mi mejor amiga con la cual siempre puedo contar, por ser un soporte emocional en mi vida que me ayudo en los ratos depresivos, por apoyarme y comprenderme, y por compartir muchos momentos agradables a mi lado. Te amo.

A MIS HERMANOS, Ana María y Jorge Alberto, por ayudarme con todo lo que estuvo a su alcance y por estar siempre dispuestos a colaborar cuando yo los necesitaba. Gracias por todo.

A MIS SOBRINOS, María Fernanda, Tammy, Andrea, Gaby, y Jorjito por vivir juntos tantos momentos felices y por depositar su confianza en mí.

A MI CUÑADO, Ing. Fernando García por aconsejarme cuando yo lo necesite y por motivarme a triunfar en mi vida.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS, por anteponer siempre ante cualquier circunstancia los lazos de amistad, dándome su apoyo cuando yo los necesitaba.

A MI DEMAS FAMILIA Y AMIGOS, que de una u otra manera influyeron en mi vida para poder salir adelante.

J.C.L.M.

## AGRADECIMIENTOS

Con estas palabras sencillas, quiero manifestar de una forma especial y sincera al mejor de mis amigos, aquel que siempre estuvo a mi lado y al que acudí sobre todo en los momentos más difíciles de mi carrera, pero que aún así me escucho y me hizo cumplir mi clamor y sanar mi desconsuelo, para impulsarme en lo que tanto quería; quien más que tú padre mío sabe que me refiero a ti. Mi **DIOS** y Salvador.

Pero también tú, madre; por darme la vida, educarme y darme lo que a tu alcance a estado y sé que no dudarías en darme todo de ti por que me amas tanto como yo te quiero.

A mi papá; a pesar de estar ausente en la vida quiero decirte que aquí en la tierra, en este espacio donde nos viste crecer y nos alimentaste con el sudor de tu frente, sin cesar y con la esperanza de ver en tus hijos un ser útil para la sociedad, desde aquí mismo te manifiesto mi agradecimiento y mi amor por ti padre.

Para terminar con esta oratoria, le doy las gracias a mis hermanos y de una forma muy especial a Mary y a Panquí por darme incondicionalmente el empuje que hoy me a permitido escribir estas palabras, a mi cuñado Carlos y a cualquier otra persona que de alguna u otra forma allá contribuido en esta meta que hoy he cumplido.

**RICARDO PACAS QUINTANILLA**

## INDICE.

INTRODUCCION.....	1
-------------------	---

### CAPITULO I. GENERALIDADES.

1.1 Introducción.....	5
1.2 Antecedentes.....	5
1.3 Planteamiento del Problema.....	8
1.4 Objetivos.....	9
1.4.1 Objetivo General.....	9
1.4.2 Objetivos Especificos.....	9
1.5 Alcances y Limitaciones.....	9
1.5.1 Alcances.....	9
1.5.2 Limitaciones.....	10
1.6 Justificación.....	11

### CAPITULO II. REVISION DE LITERATURA RELACIONADA CON LOS PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES.

2.1 Generalidades de los Puentes con Estribos Integrales.....	14
2.1.1 Atributos y Limitaciones.....	19
2.1.1.1 Atributos.....	19
2.1.1.2 Limitaciones.....	22
2.1.2 Evaluación del Desempeño de Puentes con Estribos Integrales.....	24
2.2 Análisis Sísmico de Puentes.	
2.2.1 Introducción.....	27
2.2.2 Análisis Dinámico de Puentes.....	27

2.2.2.1 Masa.....	31
2.2.2.2 Rigidez.....	35
2.2.2.3 Amortiguamiento.....	35
2.2.3 Análisis Estático de Puentes.....	38
<b>2.3 Diseño Sísmico de Puentes con Estribos Integrales.</b>	
2.3.1 Introducción.....	40
2.3.2 Requerimientos Generales.....	40
2.3.3 Requerimientos de Análisis.....	42
2.3.4 Requerimientos de Diseño.....	44
2.4 Estado del Arte y de la Práctica en el presente para el Análisis y Diseño de Puentes con Estribos Integrales.....	47

### **CAPITULO III. DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.**

3.1 Breve Descripción del Sitio de Emplazamiento.....	53
3.2 Memoria Descriptiva.....	43
3.2.1 Losa.....	56
3.2.2 Vigas y Diafragmas.....	56
3.2.3 Estribos.....	56
3.2.4 Pila.....	57
3.3 Memoria de Cálculo.....	58
3.3.1 Diseño de Barandal.....	59
3.3.2 Diseño del Cordón.....	69
3.3.3 Diseño de Losa Intermedia.....	74
3.3.4 Diseño de Losa en Voladizo.....	78
3.3.5 Diseño de Diafragmas.....	88
3.3.6 Diseño de Viga Interior 1-2.....	92

3.3.7	Diseño de Viga Exterior 1-1.....	115
3.3.8	Diseño de Cabezal.....	138
3.3.9	Análisis Sísmico.....	144
3.3.10	Diseño de Pila Central.....	149
3.3.11	Diseño de Zapata de Pila Central.....	156
3.3.12	Diseño de Estribos.....	160

#### **CAPITULO IV. HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES A UTILIZAR EN LA INVESTIGACION.**

4.1	Aspectos de las Herramienta Computacionales a utilizar en la Investigación.....	172
4.2	Generalidades del SAP2000 para el Análisis de Puentes.....	175
4.2.1	Elementos a utilizar en el Modelaje.....	175
4.2.2	Métodos de Análisis.....	181
4.2.2.1	Análisis Time-History.....	181
4.2.2.2	Análisis de Colapso.....	182

#### **CAPITULO V. MODELACION Y ANALISIS DE PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES.**

5.1	Descripción de los Puentes con Estribos Integrales a analizar.....	184
5.1.1	Introducción.....	184
5.1.2	Modelo No. 1: Puente de Calibración.....	184
5.1.3	Modelo No. 2 : Puente Montserrat – 59ª Avenida.....	190
5.1.4	Modelo No. 3: Puente de Tennessee.....	197
5.1.5	Modelo No. 4: Puente San Antonio.....	202
5.1.6	Modelo No. 5: Puente Juan Bertis.....	210
5.2	Análisis Lineal y No Lineal en puentes.....	218
5.3	Técnicas de Modelación Matemática Tridimensional.....	222

5.3.1	Modelación Geométrica y Estructural del Puente.....	222
5.3.2	Modelación del Suelo.....	225
5.3.2.1	Cálculo de la Rigidez del Suelo considerando la Interacción con Estribos.....	225
5.3.2.2	Cálculo de la Rigidez del Suelo circundante a Pilotes.....	226
5.3.2.3	Cálculo de la Rigidez del Suelo considerando la Interacción con Zapatas.....	228
5.4	Aplicación del Análisis Lineal a los Puentes Modelados.....	230
5.4.1	Caracterización de los Registros a aplicar a los Modelos.....	230
5.4.1.1	El terremoto del 10 de Octubre de 1986.....	230
5.4.1.2	El terremoto del 19 de Junio de 1982.....	243
5.4.1.3	El terremoto del 18 de Mayo de 1940.....	246
5.4.2	Amortiguamiento.....	253
5.4.3	Análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura.....	253
5.4.4	Resultados Obtenidos.....	300
5.4.4.1	Modelo No. 1: Puente de Calibración.....	301
5.4.4.2	Modelo No. 2: Puente Montserrat – 59ª Avenida.....	343
5.4.4.3	Modelo No. 3: Puente de Tennessee.....	367
5.4.4.4	Modelo No. 4: Puente San Antonio.....	409
5.4.4.5	Modelo No. 5: Puente Juan Bertis.....	447
5.5	Aplicación del Análisis No Lineal a los Puentes Modelados.....	471
5.5.1	Introducción.....	471
5.5.2	Selección de los Acelerogramas a Aplicar a los Modelos.....	471
5.5.3	Selección del Tipo de Comportamiento No Lineal a modelar.....	472
5.5.4	Amortiguamiento.....	474
5.5.5	Análisis No Lineal considerando la Interacción Suelo-Estructura.....	474

5.5.6	Resultados Obtenidos.....	475
5.5.6.1	Modelo No. 1: Puente de Calibración.....	477
5.5.6.2	Modelo No. 2: Puente Montserrat – 59ª Avenida.....	511
5.5.6.3	Modelo No. 3: Puente de Tennessee.....	537
5.5.6.4	Modelo No. 4: Puente San Antonio.....	571
5.5.6.5	Modelo No. 5: Puente Juan Bertis.....	603

## **CAPITULO VI. ANALISIS DE RESULTADOS.**

6.1	Resultados del Análisis Lineal.....	628
6.1.1	Introducción.....	628
6.1.2	Razones Modales de Masa Participante.....	629
6.1.3	Modelo No. 1: Puente de Calibración.....	634
6.1.4	Modelo No. 2: Puente Montserrat – 59ª Avenida.....	639
6.1.5	Modelo No. 3: Puente de Tennessee.....	640
6.1.6	Modelo No. 5: Puente Juan Bertis.....	641
6.1.7	Modelo No. 4: Puente San Antonio.....	643
6.1.8	Sumario del Análisis Lineal.....	647
6.2	Resultados del Análisis No Lineal.....	649
6.2.1	Introducción.....	649
6.2.2	Razones Modales de Masa Participante.....	649
6.2.3	Modelo No. 1: Puente de Tennessee.....	654
6.2.4	Modelo No. 2: Puente de Calibración.....	659
6.2.5	Modelo No. 3: Puente de Montserrat – 59ª Avenida.....	661
6.2.6	Modelo No. 5: Puente San Antonio.....	662
6.2.7	Modelo No. 4: Puente Juan Bertis.....	664
6.2.8	Sumario del Análisis No Lineal.....	667

**CAPITULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

7.1 Conclusiones.....	671
7.2 Recomendaciones.....	675

<b>CAPITULO VIII. BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>677</b>
---	------------

## INDICE DE FIGURAS

Figura	Pág.
1.1 Sección transversal de un puente con estribos integrales.....	6
2.1 Puentes de arco con juntas de expansión de concreto reforzado.....	15
2.2 Puentes integrales construidos en el Estado de Tennessee.....	17
2.3 Detalles típicos de estribos integrales usados por varios Estados.....	18
2.4 Detalles típicos de estribos semi-integrales usados por varios Estados.....	18
2.5 Relación de claro extremo a claro central.....	22
2.6 Sección típica a través del estribo y el perfil del suelo.....	23
2.7 Respuesta dinámica transversal del modelo de un puente.....	29
2.8 Marco de puente con múltiples pilas.....	28
2.9 Modelos simplificados de masa para una sola columna de la pila de un puente.....	34
2.10 Diagrama de fuerza cortante contra desplazamiento.....	36
3.1 Planta del puente sobre el río Roldán.....	54
3.2 Elevación lateral del puente.....	55
3.3 Sección transversal del puente.....	56
4.1 Interface gráfica del programa SAP2000N.....	173
4.2 Elementos de Marco en el programa SAP2000N.....	176
4.3 Elementos Shell dentro del programa SAP2000N.....	178
4.4 Elementos Solid en el programa SAP2000N.....	179
5.1 Vista en planta y elevación del puente de Calibración.....	187
5.2 Detalle de la pila.....	187
5.3 Detalle del estribo.....	188
5.4 Detalle del arriostramiento.....	188
5.5 Vista en planta de la fundación.....	189
5.6 Modelo del puente de Calibración.....	189-a

5.7 Planta del puente Montserrat.....	192
5.8 Sección transversal del puente.....	192
5.9 Elevación del puente.....	193
5.10 Elevación ala estribo sur.....	193
5.11 Elevación ala estribo norte.....	193
5.12 Estribo sur.....	194
5.13 Estribo norte.....	194
5.14 Distribución de vigas y diafragmas.....	195
5.15 Detalle de vigas.....	195
5.16 Sección 2-2 de viga.....	196
5.17 Modelo del puente Montserrat.....	196-a
5.18 Vista en planta y elevación del puente Tennessee.....	199
5.19 Detalle de la pila.....	199
5.20 Detalle del estribo.....	200
5.21 Detalle del arriostramiento.....	200
5.22 Vista en planta de la fundación.....	201
5.23 Modelo del puente Tennessee.....	201-a
5.24 Planta del puente San Antonio.....	204
5.25 Elevación del puente.....	204
5.26 Detalles del estribo A1.....	205
5.27 Detalles del estribo A2.....	206
5.28 Detalles de la pila central.....	207
5.29 Dimensiones de la superestructura.....	208
5.30 Detalles de viga.....	209
5.31 Modelo del puente San Antonio.....	209-a
5.32 Vista en planta el puente Juan Bertis.....	212

5.33 Elevación del puente.....	212
5.34 Sección transversal del puente.....	213
5.35 Elevación de la pila central.....	213
5.36 Vista en planta de estribos.....	214
5.37 Elevación de estribos.....	214
5.38 Detalles de la pila central.....	215
5.39 Detalle de vigas y diafragmas.....	215
5.40 Sección de la pila.....	216
5.41 Sección de estribo.....	216
5.42 Distribución en planta de vigas y detalles de las mismas.....	217
5.43 Modelo del puente Juan Bertis.....	217-a
5.44 Modelo del sistema suelo-estribo a través de resortes.....	226
5.45 Modelo del sistema suelo-pilote.....	227
5.46 Curvas típicas del modelo de Ramberg-Osgood.....	228
5.47 Parámetros geométricos y sistema de coordenadas para una zapata rectangular...	229
5.48 Acelerogramas para el registro del IGN.....	232
5.49 Espectros de respuesta para el registro del IGN.....	233
5.50 Acelerogramas para el registro del CIG.....	235
5.51 Espectros de respuesta para el registro del IGN.....	236
5.52 Acelerogramas para el registro del HCR.....	238
5.53 Espectros de respuesta para el registro del HCR.....	239
5.54 Acelerogramas para el registro del HSH.....	241
5.55 Espectros de respuesta para el registro del HSH.....	242
5.56 Acelerogramas para el registro de la ZONA DE SUBDUCCION.....	244
5.57 Espectros de respuesta para el registro de la ZONA DE SUBDUCCION.....	245
5.58 Acelerogramas para el registro de EL CENTRO.....	247

5.59 Espectros de respuesta para el registro de EL CENTRO.....	248
5.60 Potencial destructivo resultante para diferentes sismos.....	252
5.61 Zonificación del Area Metropolitana de San Salvador.....	257
5.62 Deformadas modales del puente de CALIBRACION.....	302
5.63 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	308
5.64 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	310
5.65 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	312
5.66 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	314
5.67 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	316
5.68 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	318
5.69 Distribución de esfuerzos en los Arriostramientos.....	320
5.70 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente de Calibración.....	321
5.71 Deformadas modales del puente de CALIBRACION.....	323
5.72 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	329
5.73 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	331
5.74 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	333
5.75 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	335
5.76 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	337
5.77 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	339
5.78 Distribución de esfuerzos en los Arriostramientos.....	341
5.79 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente de Calibración.....	342
5.80 Deformadas modales del puente MONTSERRAT.....	344
5.81 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	349
5.82 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	350

5.83 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	351
5.84 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	352
5.85 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	353
5.86 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	354
5.87 Deformadas modales del puente MONTSERRAT.....	356
5.88 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	361
5.89 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	362
5.90 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	363
5.91 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	364
5.92 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	365
5.93 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	366
5.94 Deformadas modales del puente TENNESSEE.....	368
5.95 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	374
5.96 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	376
5.97 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	378
5.98 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	380
5.99 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	382
5.100 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	384
5.101 Distribución de esfuerzos en los Arriostramientos.....	386
5.102 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Tennessee.....	387
5.103 Deformadas modales del puente TENNESSEE.....	389
5.104 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	395
5.105 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	397
5.106 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	399
5.107 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	401

5.108 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	403
5.109 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	405
5.110 Distribución de esfuerzos en los Arriostramientos.....	407
5.111 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Tennessee.....	408
5.112 Deformadas modales del puente SAN ANTONIO.....	410
5.113 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	415
5.114 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	417
5.115 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	419
5.116 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	421
5.117 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	423
5.118 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	425
5.119 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente San Antonio.....	427
5.120 Deformadas modales del puente SAN ANTONIO.....	429
5.121 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	434
5.122 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	436
5.123 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	438
5.124 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	440
5.125 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	442
5.126 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	444
5.127 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente San Antonio.....	446
5.128 Deformadas modales del puente JUAN BERTIS.....	448
5.129 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	452
5.130 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	453

5.131 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	454
5.132 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	455
5.133 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	456
5.134 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	457
5.135 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Juan Bertis.....	458
5.136 Deformadas modales del puente JUAN BERTIS.....	460
5.137 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	464
5.138 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	465
5.139 Distribución de esfuerzos para la Historia del HCR.....	466
5.140 Distribución de esfuerzos para la Historia del HSH.....	467
5.141 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	468
5.142 Distribución de esfuerzos para la Historia de EL CENTRO.....	469
5.143 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Juan Bertis.....	470
5.144 Propiedades del Plastic1 para deformación uniaxial.....	473
5.145 Definición de parámetros para el Plastic1.....	473
5.146 Propiedades del Isolator1 para deformación por cortante biaxial.....	474
5.147 Deformadas modales del puente de CALIBRACION.....	478
5.148 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	482
5.149 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	484
5.150 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	486
5.151 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente de Calibración.....	488
5.152 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	489

5.153 Relaciones fuerza-desplazamiento para los apoyos de la superestructura en la pila central.....	490
5.153-a Relaciones fuerza-desplazamiento para los arriostramientos.....	491
5.154 Relaciones cortante basal-desplazamiento en la pila.....	492
5.155 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	493
5.156 Deformadas modales del puente de CALIBRACION.....	495
5.157 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	499
5.158 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	501
5.159 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	503
5.160 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente de Calibración.....	505
5.161 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	506
5.162 Relaciones fuerza-desplazamiento para los apoyos de la superestructura en la pila central.....	507
5.162-a Relaciones fuerza-desplazamiento para los arriostramientos.....	508
5.163 Relaciones cortante basal-desplazamiento en la pila.....	509
5.164 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	510
5.165 Deformadas modales del puente MONTSERRAT.....	514
5.166 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	516
5.167 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	518
5.168 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	520
5.170 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	522
5.171 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	523
5.172 Deformadas modales del puente MONTSERRAT.....	527

5.173 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	529
5.174 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	531
5.175 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	533
5.177 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	535
5.178 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	536
5.179 Deformadas modales del puente TENNESSEE.....	540
5.180 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	542
5.181 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	544
5.182 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	546
5.183 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Tennessee.....	548
5.184 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	549
5.185 Relaciones fuerza-desplazamiento para los apoyos de la superestructura en la pila central.....	550
5.185-a Relaciones fuerza-desplazamiento para los arriostramientos.....	551
5.186 Relaciones cortante basal-desplazamiento en la pila.....	552
5.187 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	553
5.188 Deformadas modales del puente TENNESSEE.....	557
5.189 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	559
5.190 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	561
5.191 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	563
5.192 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Tennessee.....	565

5.193 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	566
5.194 Relaciones fuerza-desplazamiento para los apoyos de la superestructura en la pila central.....	567
5.194-1 Relaciones fuerza-desplazamiento para los arriostramientos.....	568
5.195 Relaciones cortante basal-desplazamiento en la pila.....	569
5.196 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	570
5.197 Deformadas modales del puente SAN ANTONIO.....	574
5.198 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	576
5.199 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	578
5.200 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	580
5.201 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente San Antonio.....	582
5.202 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	583
5.203 Relaciones fuerza-desplazamiento para los apoyos de la superestructura en la pila central.....	584
5.204 Relaciones cortante basal-desplazamiento en la pila.....	585
5.205 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	586
5.206 Deformadas modales del puente SAN ANTONIO.....	590
5.207 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	592
5.208 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	594
5.209 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	596
5.210 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente San Antonio.....	598

5.211 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	599
5.212 Relaciones fuerza-desplazamiento para los apoyos de la superestructura en la pila central.....	600
5.213 Relaciones cortante basal-desplazamiento en la pila.....	601
5.214 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	602
5.215 Deformadas modales del puente JUAN BERTIS.....	605
5.216 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	607
5.217 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	608
5.218 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	609
5.219 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente JUAN BERTIS.....	610
5.220 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	611
5.221 Relaciones fuerza-desplazamiento para los apoyos de la superestructura en la pila central.....	612
5.222 Relaciones cortante basal-desplazamiento en la pila.....	613
5.223 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	614
5.224 Deformadas modales del puente JUAN BERTIS.....	617
5.225 Distribución de esfuerzos para la Historia del IGN.....	619
5.226 Distribución de esfuerzos para la Historia del CIG.....	620
5.227 Distribución de esfuerzos para la Historia de la ZSUB.....	621
5.228 Desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente JUAN BERTIS.....	622
5.229 Relaciones fuerza-desplazamiento para los conectores por cortante entre la losa y las vigas.....	623

5.230 Relaciones fuerza-desplazamiento para los apoyos de la superestructura en la pila central.....	624
5.231 Relaciones cortante basal-desplazamiento en la pila.....	625
5.232 Relaciones cortante basal-desplazamiento en los estribos.....	626
6.1 Razones modales de masa participante para el modo 20 (UX).....	631
6.2 Razones modales de masa participante para el modo 20 (UY).....	632
6.3 Razones modales de masa participante para el modo 20 (UZ).....	633
6.4 Variaciones en los períodos naturales para el primer modo.....	635
6.5 Desplazamientos máximos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente de Calibración.....	637
6.6 Desplazamientos máximos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Tennessee.....	642
6.7 Desplazamientos máximos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Juan Bertis.....	644
6.8 Desplazamientos máximos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente San Antonio.....	646
6.9 Razones modales de masa participante para el modo 20 (UX).....	651
6.10 Razones modales de masa participante para el modo 20 (UY).....	652
6.11 Razones modales de masa participante para el modo 20 (UZ).....	653
6.12 Variaciones en los períodos naturales para el primer modo.....	655
6.13 Desplazamientos máximos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Tennessee.....	657
6.14 Desplazamientos máximos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente de Calibración.....	660
6.15 Desplazamientos máximos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente San Antonio.....	663

6.16 Desplazamientos máximos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente Juan Bertis.....	666
--	-----

## INDICE DE TABLAS

Tabla	Pág.
5.1 Intensidad de Arias (IA) para las tres componentes de Aceleración de los registros disponibles.....	249
5.2 Pseudo Aceleraciones (PSA) y Aceleraciones Absolutas (A) para las tres componentes de los acelerogramas disponibles.....	250
5.3 Perfiles estratigráficos representativos del subsuelo del A.M.S.S.....	255
5.4 Aspectos cualitativos de las zonas definidas en el A.M.S.S.....	256
5.5 Razones modales de masas participantes del puente de Calibración.....	301
5.6 Variación de esfuerzos en los estribos del puente de Calibración.....	304
5.7 Variación de esfuerzos en la pila del puente de Calibración.....	305
5.8 Variación de esfuerzos en las vigas del puente de Calibración.....	306
5.9 Variación de esfuerzos en la losa del puente de Calibración.....	307
5.10 Razones modales de masas participantes del puente de Calibración.....	322
5.11 Variación de esfuerzos en los estribos del puente de Calibración.....	325
5.12 Variación de esfuerzos en la pila del puente de Calibración.....	326
5.13 Variación de esfuerzos en las vigas del puente de Calibración.....	327
5.14 Variación de esfuerzos en la losa del puente de Calibración.....	328
5.15 Razones modales de masas participantes del puente Montserrat.....	343
5.16 Variación de esfuerzos en el estribo sur del puente Montserrat.....	346
5.17 Variación de esfuerzos en el estribo norte del puente Montserrat.....	347
5.18 Variación de esfuerzos en la losa del puente Montserrat.....	348
5.19 Razones modales de masas participantes del puente Montserrat.....	355
5.20 Variación de esfuerzos en el estribo sur del puente Montserrat.....	358
5.21 Variación de esfuerzos en el estribo norte del puente Montserrat.....	359
5.22 Variación de esfuerzos en la losa del puente Montserrat.....	360

5.23 Razones modales de masas participantes del puente Tennessee.....	367
5.24 Variación de esfuerzos en los estribos del puente Tennessee.....	370
5.25 Variación de esfuerzos en la pila del puente Tennessee.....	371
5.26 Variación de esfuerzos en las vigas del puente Tennessee.....	372
5.27 Variación de esfuerzos en la losa del puente Tennessee.....	373
5.28 Razones modales de masas participantes del puente Tennessee.....	388
5.29 Variación de esfuerzos en los estribos del puente Tennessee.....	391
5.30 Variación de esfuerzos en la pila del puente Tennessee.....	392
5.31 Variación de esfuerzos en las vigas del puente Tennessee.....	393
5.32 Variación de esfuerzos en la losa del puente Tennessee.....	394
5.33 Razones modales de masas participantes del puente San Antonio.....	409
5.34 Variación de esfuerzos en los estribos del puente San Antonio.....	412
5.35 Variación de esfuerzos en la pila del puente San Antonio.....	413
5.36 Variación de esfuerzos en la losa del puente San Antonio.....	414
5.37 Razones modales de masas participantes del puente San Antonio.....	428
5.38 Variación de esfuerzos en los estribos del puente San Antonio.....	431
5.39 Variación de esfuerzos en la pila del puente San Antonio.....	432
5.40 Variación de esfuerzos en la losa del puente San Antonio.....	433
5.41 Razones modales de masas participantes del puente Juan Bertis.....	447
5.42 Variación de esfuerzos en los estribos del puente Juan Bertis.....	450
5.43 Variación de esfuerzos en la losa del puente Juan Bertis.....	451
5.44 Razones modales de masas participantes del puente Juan Bertis.....	459
5.45 Variación de esfuerzos en los estribos del puente Juan Bertis.....	462
5.46 Variación de esfuerzos en la losa del puente Juan Bertis.....	463
5.47 Razones modales de masas participantes del puente de Calibración.....	477

5.48 Variación de esfuerzos en los estribos del puente de Calibración.....	480
5.49 Variación de esfuerzos en la pila del puente de Calibración.....	480
5.50 Variación de esfuerzos en las vigas del puente de Calibración.....	481
5.51 Variación de esfuerzos en la losa del puente de Calibración.....	481
5.52 Razones modales de masas participantes del puente de Calibración.....	494
5.53 Variación de esfuerzos en los estribos del puente de Calibración.....	497
5.54 Variación de esfuerzos en la pila del puente de Calibración.....	497
5.55 Variación de esfuerzos en las vigas del puente de Calibración.....	498
5.56 Variación de esfuerzos en la losa del puente de Calibración.....	498
5.57 Razones modales de masas participantes del puente Montserrat.....	511
5.58 Variación de esfuerzos en el estribo norte del puente Montserrat.....	512
5.59 Variación de esfuerzos en el estribo sur del puente Montserrat.....	512
5.60 Variación de esfuerzos en la losa del puente Montserrat.....	513
5.61 Razones modales de masas participantes del puente Montserrat.....	524
5.62 Variación de esfuerzos en el estribo norte del puente Montserrat.....	525
5.63 Variación de esfuerzos en el estribo sur del puente Montserrat.....	525
5.64 Variación de esfuerzos en la losa del puente Montserrat.....	526
5.65 Razones modales de masas participantes del puente Tennessee.....	537
5.66 Variación de esfuerzos en los estribos del puente Tennessee.....	538
5.67 Variación de esfuerzos en la pila del puente Tennessee.....	538
5.68 Variación de esfuerzos en la losa del puente Tennessee.....	539
5.69 Variación de esfuerzos en las vigas del puente Tennessee.....	539
5.70 Razones modales de masas participantes del puente Tennessee.....	554
5.71 Variación de esfuerzos en los estribos del puente Tennessee.....	555
5.72 Variación de esfuerzos en la pila del puente Tennessee.....	555
5.73 Variación de esfuerzos en la losa del puente Tennessee.....	556

5.74 Variación de esfuerzos en las vigas del puente Tennessee.....	574
5.75 Razones modales de masas participantes del puente San Antonio.....	571
5.76 Variación de esfuerzos en los estribos del puente San Antonio.....	572
5.77 Variación de esfuerzos en la pila del puente San Antonio.....	572
5.78 Variación de esfuerzos en la losa del puente San Antonio.....	573
5.79 Razones modales de masas participantes del puente San Antonio.....	587
5.80 Variación de esfuerzos en los estribos del puente San Antonio.....	588
5.81 Variación de esfuerzos en la pila del puente San Antonio.....	588
5.82 Variación de esfuerzos en la losa del puente San Antonio.....	589
5.83 Razones modales de masas participantes del puente Juan Bertis.....	603
5.84 Variación de esfuerzos en los estribos del puente Juan Bertis.....	604
5.85 Variación de esfuerzos en la losa del puente Juan Bertis.....	604
5.86 Razones modales de masas participantes del puente Juan Bertis.....	615
5.87 Variación de esfuerzos en los estribos del puente Juan Bertis.....	616
5.88 Variación de esfuerzos en la losa del puente Juan Bertis.....	616
6.1 Razones modales de masa participante en el modo 20.....	630
6.2 Razones modales de masa participante en el modo 20.....	650

## INTRODUCCION.

Los puentes que han sido comúnmente utilizados en nuestro país son del tipo con juntas de expansión, sin embargo estos puentes presentan algunas desventajas que pueden ser eliminadas al utilizar puentes con estribos integrales.

En general estos puentes han sido implementados principalmente en E.E.U.U. y hasta hace poco tiempo se han empezado a utilizar en otros países. Por ello, esta investigación pretende primeramente dar a conocer y documentar bibliográficamente sobre las prácticas de diseño y uso de puentes con estribos integrales; y luego utilizando modelos matemáticos tridimensionales, modelar algunos de estos puentes con el fin de analizarlos sísmicamente.

El análisis sísmico de puentes con estribos integrales, a través de modelos matemáticos tridimensionales es una técnica poco utilizada en la práctica de diseño y construcción, sobre todo por el hecho de ser estructuras poco conocidas por la mayoría de ingenieros de nuestro país.

En este informe se presenta un estudio de las diferentes alternativas de las cuales el ingeniero dispone, para poder determinar los esfuerzos a los que se ven sometidos los elementos estructurales de los puentes cuando son cargados sísmicamente. Una de las técnicas más utilizadas en el análisis sísmico es asumir que la estructura se cimienta sobre un medio rígido, por lo que los puentes se modelan empotrados en la base, sin embargo esta suposición es poco realista ya que los suelos son medios generalmente flexibles y por tal razón dicha modelación no encaja con las condiciones reales de apoyo de los puentes. Una técnica que permite incluir las propiedades del suelo sobre el que se cimientan los puentes la constituye la modelación del mismo a través de resortes, lo que ha sido aplicado en esta investigación, y para ello se han utilizado algunos procedimientos que permiten determinar la rigidez de los resortes, cuando el suelo interactúa con pilotes, zapatas y estribos. Debido a lo anterior en el desarrollo de esta investigación se modelan ambas condiciones de apoyo: una considerando los modelos de puentes empotrados en la base y la otra representando las propiedades de rigidez

del suelo por medio de resortes, a partir de las propiedades mecánicas del suelo existente en el AMSS.

Existen muchos métodos de análisis sísmico y determinar cual de ellos se utilizará para una estructura depende de muchos factores. Para el caso de estructuras de puentes, la elección de un método de análisis sísmico estará en función del grado de importancia y de la geometría del mismo. Cuando se trata de puentes de gran importancia y con grandes irregularidades en su geometría, los métodos dinámicos paso a paso son los más recomendables. Sin embargo, el uso de estos métodos requiere disponer de programas computacionales, debido a la complejidad para realizar los cálculos manualmente. La realización del análisis sísmico de una estructura compleja, tal como un puente, exige la utilización de recursos computacionales que permitan representar la estructura, en forma tal que se aproxime a las condiciones reales de la misma, a través de un modelo matemático utilizando elementos finitos. Los elementos finitos permiten que la estructura sea analizada en secciones tan pequeñas como el ingeniero lo establezca y la determinación de los esfuerzos en cada uno de ellos varía según el elemento que se analice. La principal importancia de los elementos finitos es que, los esfuerzos en las fronteras de dos de ellos que sean adyacentes se consideran distintos entre sí por lo que se puede conocer el comportamiento real de la estructura. Por ello, en la investigación se utiliza un programa de análisis estructural integrado con elementos finitos (SAP2000).

Uno de los métodos de análisis dinámico comúnmente utilizado es el análisis modal paso a paso (Time History), el cual es empleado en la investigación a través del programa SAP2000. Dicho análisis es aplicado a modelos de puentes con propiedades lineales en una primera etapa y modelos no lineales en una segunda etapa. La aplicación de este método de análisis requiere el uso de registros de terremotos (Acelerogramas) para representar las cargas sísmicas; entre los acelerogramas que se aplicaran a los modelos tenemos: el de San salvador del 10 de Octubre de 1986, el de la Zona de Subducción del 19 de Junio de 1982 y otros.

Con la aplicación de estos registros de terremotos se determinan las respuestas máximas de cada modelo para ambas condiciones de apoyo, en cuanto a esfuerzos en los elementos estructurales, deformaciones, etc., tanto para los modelos lineales como para los no lineales. Posteriormente una comparación entre las condiciones de apoyo antes descritas es hecha y luego entre los modelos lineales y no lineales.

Los resultados de la investigación han reflejado que los máximos esfuerzos en cada uno de los puentes, se dan en los estribos y en la parte inferior de la pila central, en la dirección transversal de la misma. Comparando los esfuerzos máximos obtenidos en el análisis lineal para ambas condiciones de apoyo, se ha encontrado que en la modelación considerando la interacción del suelo con la estructura los esfuerzos registrados disminuyen en porcentajes de por lo menos un 25% con respecto a la condición con empotramiento en la base. Sin embargo en el análisis no lineal fue encontrada una variación promedio de 8% entre las dos respuestas, siendo mayores los esfuerzos en la condición con interacción suelo estructura. En cuanto a los desplazamientos transversales de los puentes, tanto en el análisis lineal como en el no lineal, estos resultaron ser mayores cuando la interacción suelo estructura es hecha, ya que el suelo es un medio flexible.

Más interesante aún resulta la comparación entre las respuestas obtenidas en el análisis lineal con el no lineal, de la cual se encontró que los esfuerzos disminuyen para el comportamiento no lineal de los elementos estructurales, aumentando los desplazamientos transversales de cada puente. Todo esto ha permitido seleccionar como respuestas un tanto más realista las obtenidas cuando se modela la estructura con el suelo circundante; esto no por el hecho de registrar los menores esfuerzos en los elementos, sino más bien por que de hecho la estructura se opone a los movimientos que sufre el suelo cuando ocurre un sismo, es decir que hay interacción entre ellos.

**CAPITULO I.**  
**GENERALIDADES.**

## 1.1 INTRODUCCION.

Los puentes con estribos integrales son una alternativa con respecto a los tradicionales puentes con juntas de expansión; que se usan en otros países.

La utilización de estos puentes por ser relativamente reciente no ha sido debidamente estudiada y nuestro país no es la excepción. Por lo anterior no existe un estudio de los puentes con estribos integrales, que permita determinar y conocer el comportamiento de los mismos ante excitaciones sísmicas.

A continuación se presenta el planteamiento preliminar para llevar a cabo un estudio sísmico de puentes con estribos integrales. Dicho planteamiento abarca los antecedentes sobre investigaciones en este tipo de puentes, así como también los alcances y limitaciones que enmarcan al presente estudio. Todo lo anterior considerando que en el país no hay un análisis sísmico de puentes con estribos integrales, a través de modelos matemáticos tridimensionales.

## 1.2 ANTECEDENTES.

Parte importante del sistema vial de nuestro país son las obras de paso tales como los puentes, que permiten mantener la continuidad de una vía determinada cuando esta debe atravesar un río o quebrada.

Muchos puentes en el mundo son construidos utilizando algunas formas de juntas de expansión. Inspecciones periódicas realizadas sobre dichos puentes, han revelado que las juntas se encuentran totalmente cerradas después de cierto tiempo de construido el puente, por lo que se generan grandes esfuerzos internos que pueden producir la rotura o falla del muro posterior de los estribos y daños en dispositivos de expansión del rodaje (cojinetes). Estos problemas y los costos de mantenimiento asociado con ellos, han acelerado el uso de puentes con estribos integrales en E.E.U.U.

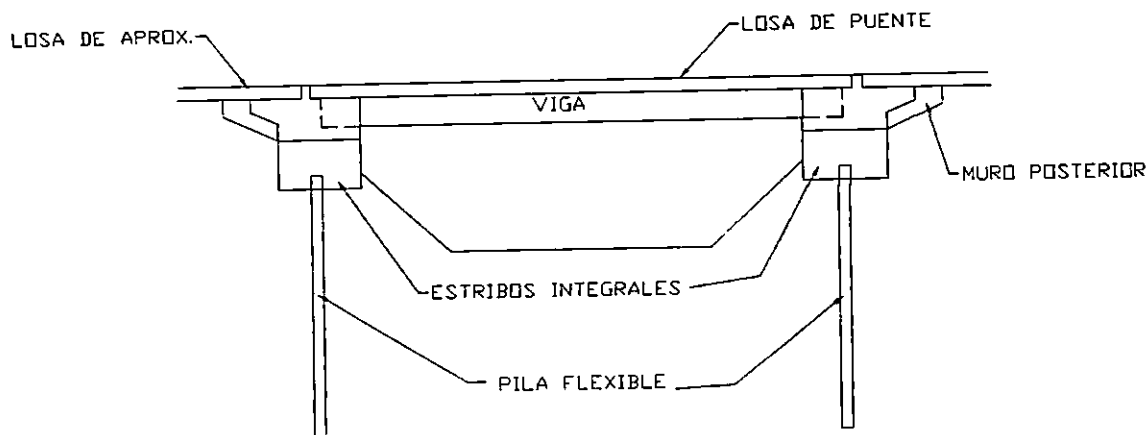


FIGURA No. 1.1 SECCION TRANSVERSAL DE UN PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.

El uso de estribos integrales para conectar la superestructura del puente sobre pilotes de fundación se implementó en los E.E.U.U. hace poco más de treinta años, siendo los primeros estados que han hecho uso de estos puentes: Ohio, Missouri y Tennessee. En la figura No. 1.1 se muestra el esquema de un puente con estribos integrales.

Entre las ventajas que ofrecen estos puentes con juntas se pueden citar: menor costo inicial de construcción, menores costos de mantenimiento, se eliminan los cojinetes de expansión y las pilas para controlar cargas laterales del empuje de suelo, por lo que las pilas de este tipo de puentes son principalmente verticales.

En los puentes con estribos integrales los esfuerzos térmicos son transferidos a la subestructura a través de una conexión rígida, en la cual el estribo posee un gran tamaño por lo que puede ser considerado rígido; para realizar dicha transferencia se han desarrollado diversos detalles constructivos. En cuanto a la transferencia del desplazamiento debido a cargas vivas actuando en la superestructura, la conexión rígida proporciona un mecanismo para tal fin, y los desplazamientos horizontales de losa pueden ser transferidos a través de los extremos de los estribos, debido a que la losa se encuentra confinada o integrada al estribo. Por

tal razón los puentes con estribos integrales actúan como un marco rígido.

Los puentes con estribos integrales están siendo usados actualmente en alrededor de cuarenta y cuatro estados de E.E.U.U., utilizando en el diseño diferentes tipos de materiales tales como: acero, concreto reforzado y concreto pretensado. Con la implementación de los puentes con estribos integrales se han hecho estudios, considerando los efectos de las variaciones térmicas sobre la longitud del puente, (como fue el caso del estudio realizado en North Dakota durante el periodo de 1979 a 1981). Estas investigaciones demostraron que los puentes con estribos integrales se comportan apropiadamente ante los cambios de temperatura. Los estudios realizados hasta este periodo se basaron en modelos matemáticos bidimensionales exclusivamente.

Como puede verse los puentes con estribos integrales han sido analizados básicamente considerando los efectos de variaciones térmicas a los que pueden estar sometidos en algún momento y han sido diseñados considerando tales efectos.

Además se han realizado pruebas a puentes con estribos integrales por el Departamento de Transporte de Iowa. Estas pruebas consistieron en la aplicación de tres casos de carga sobre la pila de un puente con estribos integrales. Los casos de carga aplicados fueron: carga vertical únicamente, desplazamiento de la parte superior de la pila con un esfuerzo horizontal y la combinación del desplazamiento horizontal con la subsecuente aplicación de la carga horizontal. Para estas pruebas se utilizaron modelos a escala natural y en proporción de escala de 1:10, así como un programa de elemento finito bidimensional (IAB2D)<sup>1</sup>. Los resultados obtenidos para cada modelo se compararon para determinar la precisión y coherencia entre estos para el mismo caso de carga. También fueron desarrollados métodos alternativos de diseño para puentes con estribos integrales, ambos sobre las especificaciones de la AASHTO<sup>2</sup>.

---

<sup>1</sup> Integral Abutment Bridge Two Dimension

<sup>2</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials.

En El Salvador los puentes que normalmente se han diseñado y construido son del tipo con juntas de expansión, basados en los métodos de diseño determinados por las especificaciones AASHTO. Como ya se mencionó anteriormente estos puentes presentan muchos problemas durante su funcionamiento, por lo que algunos ingenieros del país han puesto énfasis en tal problema, y han optado por diseñar puentes continuos.

Los puentes continuos conocidos también como puentes con estribos integrales fueron del conocimiento en El Salvador hasta hace unos pocos años.

Sin embargo, los efectos de las excitaciones sísmicas sobre los puentes con estribos integrales no se conocen a profundidad, ya que no se ha realizado un estudio sobre los mismos en el país y mucho menos desde el punto de vista de la Ingeniería Sísmica.

### **1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

En la actualidad la mayoría de puentes que se han diseñado y construido son del tipo con juntas de expansión. Sin embargo estas juntas incrementan el costo de construcción de los puentes y no funcionan adecuadamente después de años de servicio, incrementando los costos de mantenimiento. Una alternativa económica la constituyen los puentes con estribos integrales, ya que precinden absolutamente de las juntas, por lo que no presentan los inconvenientes mencionados.

En El Salvador estos puentes son recientes, es por ello que no conocemos certeramente el comportamiento sísmico de los puentes con estribos integrales por tal motivo en este trabajo de investigación se plantea documentar bibliográficamente lo que se entiende por puentes con estribos integrales; así como también modelar y analizar sísmicamente puentes integrales tipo, sometidos a cargas sísmicas obtenidas de acelerogramas de sismos representativos registrados en El Salvador y otros países.

El estudio comprenderá la modelación tridimensional de varios puentes con estribos

integrales tipo; variando cada uno de ellos en el número de claros y longitud de los mismos.

El análisis sísmico comprenderá un análisis dinámico lineal y no lineal a través de acelerogramas de sismos registrados en el país y en otros países, para determinar las respuestas máximas totales tales como: deformaciones en los elementos estructurales y esfuerzos en los mismos; así como también las propiedades dinámicas de los mismos.

Con los datos obtenidos del análisis se establecerán conclusiones y recomendaciones con respecto a las respuestas máximas obtenidas y las propiedades dinámicas determinadas.

#### **1.4 OBJETIVOS.**

##### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL.**

Realizar el análisis sísmico de puentes diseñados con estribos integrales, aplicando métodos de modelación matemática tridimensional.

##### **1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.**

Diseñar un puente con estribos integrales aplicando el método estático (AASHTO).

Analizar el comportamiento lineal y no lineal del sistema superestructura-subestructura y su interacción con el suelo debido a excitaciones sísmicas.

Analizar el comportamiento lineal y no lineal de los apoyos en la pila para las condiciones de carga sísmica.

Analizar el comportamiento de los estribos integrales y de la pila con respecto a esfuerzos y desplazamientos causadas por las excitaciones sísmicas.

#### **1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.**

##### **1.5.1 ALCANCES.**

La investigación se orientará primeramente a documentar bibliográficamente sobre lo que son los puentes con estribos integrales y a realizar el análisis sísmico de los mismos.

El análisis sísmico de los puentes integrales se realizará utilizando un análisis dinámico lineal y no lineal, usando el programa de computadora SAP2000 con el cual se modelarán puentes integrales tipos.

Los puentes integrales tipo que se modelarán y analizarán tendrán como característica que estarán diseñados utilizando acero, concreto reforzado; o concreto preesforzado.

En el análisis sísmico se utilizarán métodos dinámicos paso a paso, empleando acelerogramas disponibles que pueden afectar o excitar a tales estructuras.

La interacción del suelo con la estructura será modelada de una manera aproximada, representando el suelo y sus efectos a través de resortes y los modelos matemáticos serán simples.

El diseño estructural de un puente con estribos integrales será desarrollado, las vigas se diseñarán según lo establecido en las normas AASHTO, para diseño y construcción de puentes con estructuras de acero, y para el diseño de las pilas y los estribos se utilizará lo que establecen las normas AASHTO para puentes de concreto reforzado.

#### 1.5.2 LIMITACIONES.

Algunos aspectos relevantes para el análisis de los puentes con estribos integrales en estudio se detallan a continuación:

La interacción del suelo con la estructura es un tema bastante amplio para estudiarlo a profundidad en esta investigación, por lo que se limitará a representar la acción del suelo sobre la estructura de una manera idealizada a través de resortes.

El diseño de la capa de rodamiento involucra muchos aspectos no contemplados en la investigación, así mismo las conexiones estribo-viga se considerarán conforme a los detalles de diseño desarrollados en E.E.U.U para esta conexión, por lo que no se profundizará mucho en estos aspectos.

Será relevante para la investigación el comportamiento de los estribos, la pila y la calzada,

bajo condiciones de carga y las interacciones entre ellos. Por lo que no se modelarán las fundaciones (pilotes).

Para el diseño del puente no se involucrará un estudio hidrogeológico de una cuenca en particular, ya que la investigación estará orientada a un análisis sísmico.

La parte de diseño de esta investigación consistirá en diseñar un puente integral tipo de dos claros utilizando concreto reforzado y/o acero, a partir del diseño propuesto de un puente con juntas de expansión sobre algún río del país.

Las propiedades mecánicas del suelo serán obtenidas de un estudio de microzonificación sísmica para el área de San Salvador, que serán requeridas para definir la rigidez de los resortes idealizados.

### **1.6 JUSTIFICACION.**

La mayoría de puentes construidos hasta la fecha han presentado daños en las juntas de expansión, debido a las acumulaciones de basura e infiltración de agua. El mantenimiento de las juntas es inadecuado o inexistente ya que de por sí representa costos en términos económicos. Además los puentes con juntas de expansión tienden a presentar deslizamiento entre la calzada y el estribo; por lo que son estructuras muy vulnerables cuando son excitadas sísmicamente.

Los puentes con estribos integrales prescinden en forma absoluta de las juntas de expansión, lo que disminuye los costos de mantenimiento ya que este solo es requerido a largo plazo, cuando se han aplicado adecuados procesos constructivos. Es por ello que el tema de investigación se enfocará en analizar sísmicamente, puentes con estribos integrales para determinar sus propiedades dinámicas.

Por otra parte el comportamiento sísmico de los puentes con estribos integrales nos es desconocido, debido a que estos puentes en gran medida han sido diseñados a través de

métodos empíricos, y solamente, hasta ahora se empieza a estudiar su comportamiento, usando un estudio mas detallado como el que se planea realizar.

El comportamiento sísmico de los puentes es muy complejo debido a que éstos, como la mayoría de estructuras, se comportan inelásticamente ante un sismo. Una estructura generalmente se diseña sobre la base de métodos elásticos, lo que no concuerda con las condiciones reales a las que está impuesta la estructura durante un sismo.

Por lo tanto es de gran importancia conocer el comportamiento sísmico lineal y no lineal de los puentes con estribos integrales para establecer un estudio de este tipo de estructuras que son poco conocidas por la mayoría de ingenieros. Este estudio puede servir de base para investigaciones posteriores.

**CAPITULO II.**

**REVISION DE LITERATURA  
RELACIONADA CON LOS  
PUENTES CON ESTRIBOS  
INTEGRALES.**

## 2.1 GENERALIDADES SOBRE LOS PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES.

Las estructuras integrales, es decir sin juntas móviles, fueron conocidas en épocas pasadas, siendo las más sobresalientes los arcos tallados sobre estratos rocosos por la acción del agua y el viento. La designación junta móvil corresponde al mismo concepto de junta de expansión.

No obstante, con relación a los puentes integrales construidos por seres humanos, no se puede ir más atrás (dentro de los recuerdos de la historia) que al primer puente arco hecho de concreto no reforzado construido por los romanos. Estos puentes eran construidos de mampostería de piedra que era utilizada para rellenar la enjuta de dichos puentes. Más recientemente, en las primeras décadas del siglo, surgió la construcción de puentes de arco con concreto reforzado, como un sustituto de la mampostería de piedra. En estos puentes, el pavimento y las enjutas eran soportadas sobre una o más losas curvadas reforzadas continuamente, como se muestra en la figura No. 2.1. Aunque muchos de los claros con arcos de enjutas fueron construidos con juntas móviles en los muros de los extremos, algunos de los primeros y segundos claros de puentes de este tipo, pueden ser clasificados como verdaderos puentes integrales porque ellos fueron construidos sin juntas móviles.

Para mediados de este siglo, no obstante, muchos Departamentos de Transporte en EE.UU. y Canadá fueron edificando marcos de concreto reforzado para estructuras de puentes. Estos puentes representan un tipo estándar de construcción para dichos Departamentos de Transporte. Un buen ejemplo de este tipo de construcciones en Canadá está en la provincia de Ontario.

Aunque juntas verticales móviles son usadas entre los puentes y sus muros laterales, los puentes pueden ser clasificados como integrales porque no tienen juntas móviles en sus losas o elementos soportantes primarios. La construcción de marcos rígidos para puentes fue paralela junto con la construcción de puentes de múltiples claros, con vigas compuestas (sistemas losa-viga) continuas, o largueros metálicos.

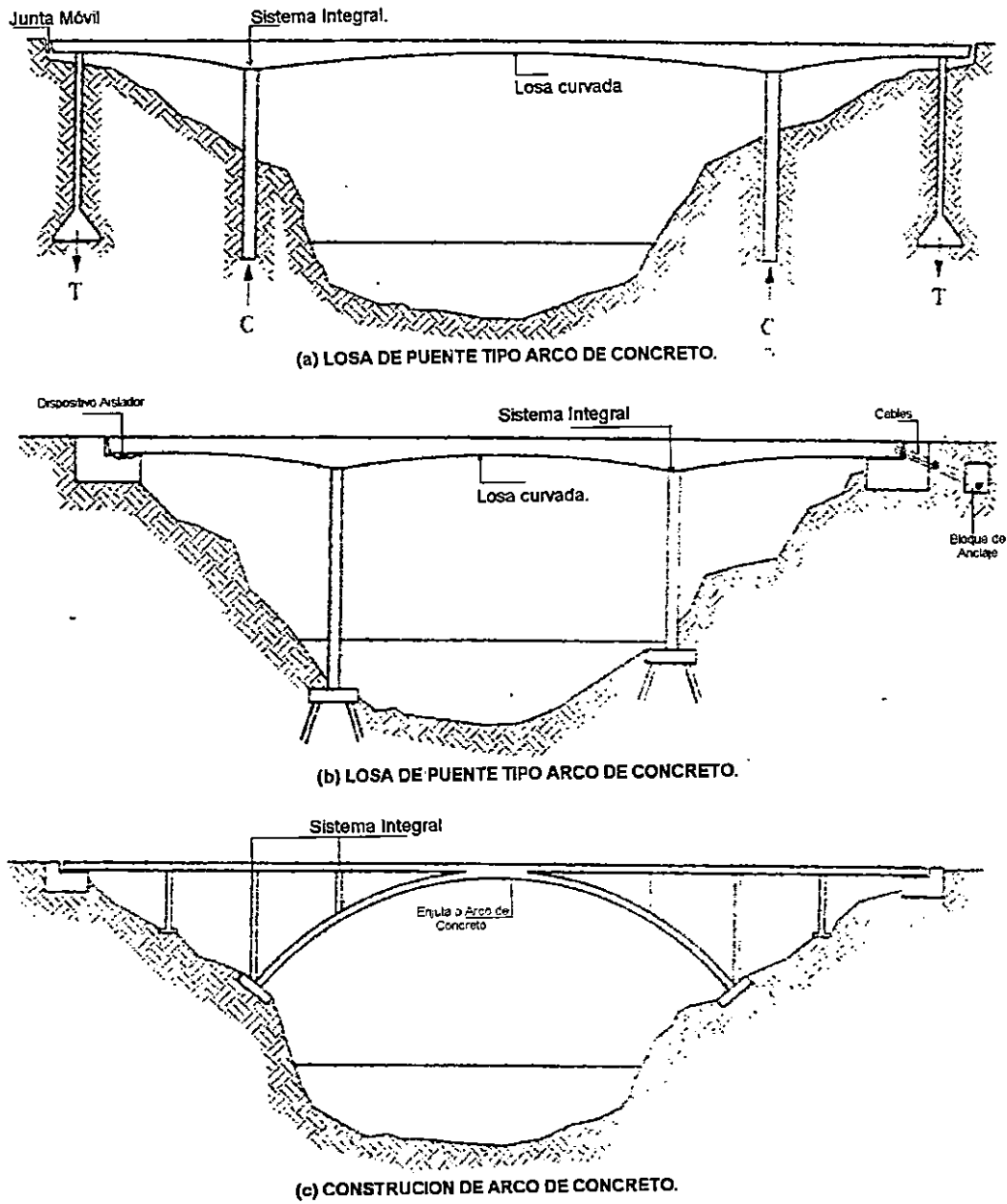


FIGURA 2.1 PUENTES DE ARCO CON CONCRETO REFORZADO.

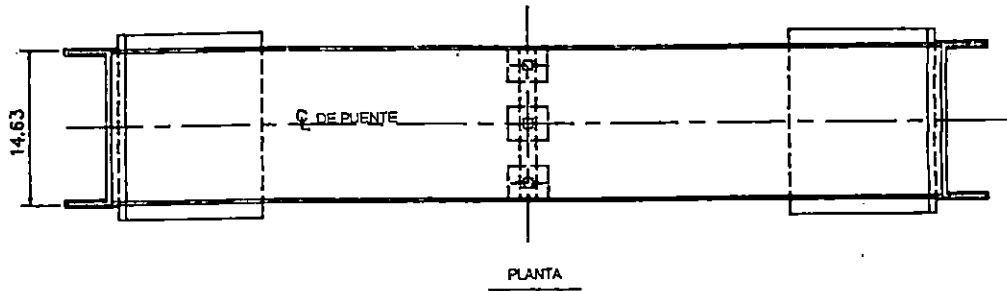
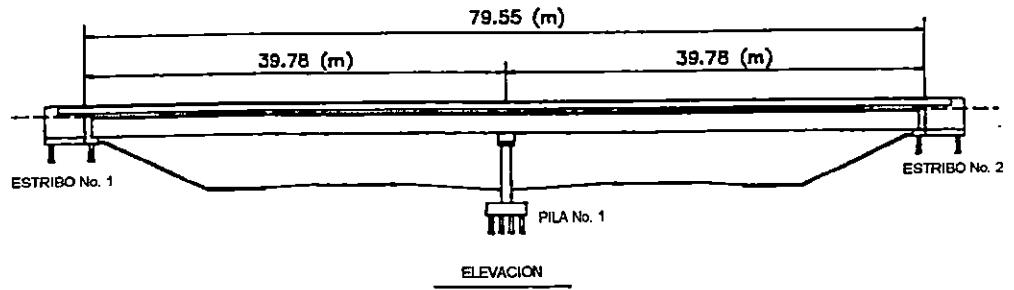
La economía, durabilidad y simplicidad de estos primeros diseños de puentes integrales que fueron construidos permitió construir claros progresivamente más largos. Así, aunque

varios tipos de puentes integrales han sido construidos desde hace varios siglos, el término **"puente integral"** es ahora generalmente usado para referirse a puentes sin juntas de expansión, es decir que el cabezal de la pila y los estribos están unidos monolíticamente con la superestructura. Estos puentes pueden tener simples o múltiples claros y están apoyados comúnmente sobre pilotes. En la figura No. 2.2 se muestra algunos puentes integrales construidos en el estado de Tennessee.

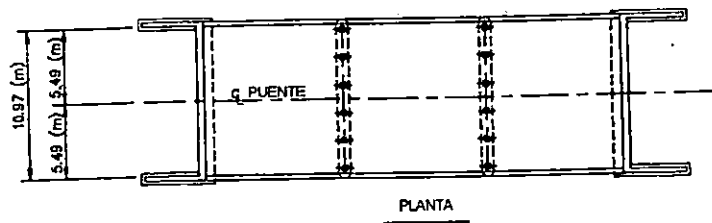
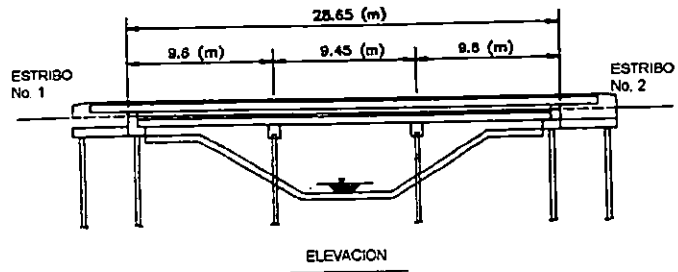
Los pilotes para puentes integrales pueden ser de cualquier tipo. Cuando la flexibilidad de un tipo inherente escogido acomoda los movimientos estructurales, entonces los pilotes pueden ser construidos integralmente con la superestructura, o conectados a ella con pernos de anclaje. Detalles constructivos típicos de estribos integrales, desarrollados por diversos estados de EE.UU., se muestran en la figura No. 2.3. De lo contrario los pilotes deben ser diseñados como una subestructura semirígida autosoportante con soportes móviles entre ellos y la superestructura, originando lo que se conoce como **"puentes semi-integrales"**. Los estribos semi-integrales, como los mostrados en la figura No. 2.4, están diseñados para minimizar la transferencia de rotaciones y desplazamientos a los pilotes.

Los puentes integrales fueron originalmente construidos como una reacción a los efectos destructivos, producidos por las infiltraciones en las juntas de la cubierta y las presiones masivas en el pavimento, así como con el objeto de proporcionar mayor seguridad estructural. Pronto llegará a ser evidente que estos puentes tienen muchos más atributos y menos limitaciones con respecto a su contra parte con juntas de expansión.

Es muy interesante el hecho de que, muchos de estos atributos no solamente reducen el costo inicial de los puentes y los costos de mantenimiento, sino que además ellos reducen los costos por modificaciones futuras y eventuales reemplazos en los mismos. Aunque su construcción sin juntas, la resistencia a las presiones del pavimento y la consecuente durabilidad a largo plazo, parecen ser los primeros atributos que motivaron la construcción de mayor cantidad de puentes integrales y de mayores dimensiones; otros atributos tales como su



PUENTE MADISON COUNTRY CONSTRUIDO EN 1992.



PUENTE HAYWOOD COUNTRY CONSTRUIDO EN 1992.

FIGURA No. 2.2 PUENTES INTEGRALES CONSTRUIDOS EN TENNESSEE.

simplicidad en el diseño, rápida construcción, etc., han favorecido de gran manera la implementación de los mismos según los expertos.

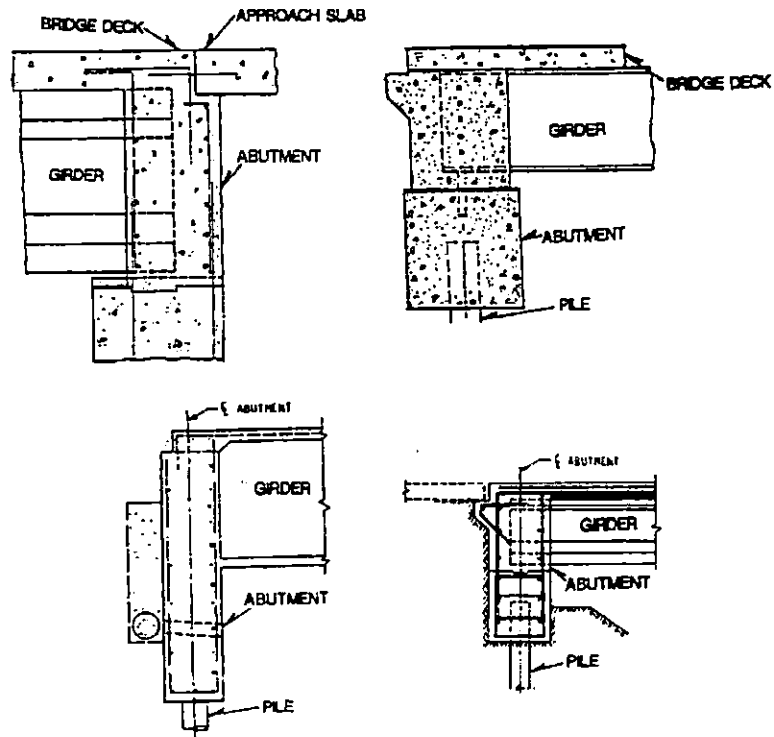


FIGURA No. 2.3 DETALLES TÍPICOS DE ESTRIBOS INTEGRALES USADOS POR VARIOS ESTADOS.

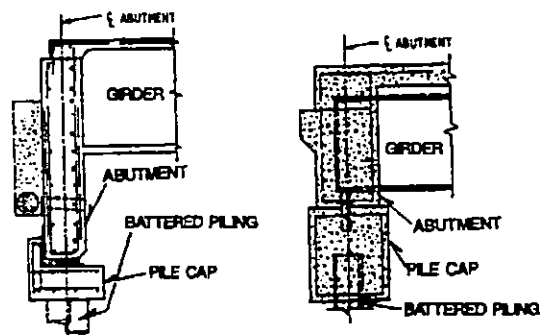


FIGURA No. 2.4 DETALLES TÍPICOS DE ESTRIBOS SEMI-INTEGRALES USADOS POR VARIOS ESTADOS.

## 2.1.1 ATRIBUTOS Y LIMITACIONES DE LOS PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES<sup>3</sup>.

Un estudio realizado sobre este tipo de puentes por Martín P. Burke, Jr. entre 1987 y 1989 lo llevó a determinar una serie de atributos y limitaciones para estas estructuras tanto en el diseño como en su construcción. A continuación se detallan algunos de los aspectos más importantes de la investigación antes mencionada:

### 2.1.1.1 ATRIBUTOS.

- **DISEÑO SIMPLE.** "Un puente integral puede, para propósitos de análisis y diseño, ser considerado como un marco continuo con un solo miembro horizontal y dos o más miembros verticales. Cuando la rigidez y los factores de distribución son calculados para cada uno de los marcos, el miembro vertical es también flexible al compararlo con el miembro horizontal, así el miembro horizontal puede ser asumido como simplemente apoyado.

Consecuentemente, excepto para el diseño de la conexión continua al estribo, la acción del marco en puentes integrales puede ser despreciada al considerar los efectos de cargas verticales aplicadas a la superestructura.

El diseño de puentes integrales es un tanto más simplificado, ya que las pilas y los estribos generalmente no necesitan ser diseñados para resistir cargas laterales o longitudinales. Esto es posible porque la losa de concreto rígida lateral o longitudinalmente está fuertemente atada a ambos estribos y los estribos están longitudinalmente restringidos por el terraplén de confinamiento. Por consiguiente, todas las cargas laterales y longitudinales aplicadas a la superestructura del puente integral son distribuidas directamente al terraplén del estribo. Como resultado de lo anterior, las pilas y los estribos no necesitan ser diseñados para resistir cargas horizontales aplicadas a la superestructura.

El diseño de la conexión continua para el sistema estribo-superestructura y las alas transversales del muro puede ser estandarizado para un amplio rango de aplicaciones en puentes. Una cantidad nominal de refuerzo será conveniente para resistir las cargas vivas y

---

<sup>3</sup> Tomado de "Integral Bridges: Attributes and Limitations" publicado en Transportation Research Record 1393.

cargas muertas, típicas de tales aplicaciones, más un amplio rango de efectos secundarios (contracción, deslizamiento, presiones pasivas, etc.). También, una cantidad nominal de refuerzo puede ser proveída en las alas de los muros transversales para resistir la máxima presión pasiva del suelo anticipada. Una vez estos detalles estándar son establecidos, cada estribo del puente puede ser configurado y reforzado para las reacciones verticales asociadas con varios anchos de rodajes y longitudes de claros. En general, esto consiste en no más que la determinación de una apropiada carga en los pilotes y el espaciado y el refuerzo en el cabezal de los pilotes.

El diseño de pilas es similarmente realizado. Esencialmente todo desplazamiento horizontal debido a cargas en la superestructura es distribuido al terraplén de aproximación, y los momentos resultantes de la continuidad pila-superestructura son despreciables. Por lo tanto, las pilas de puentes integrales (del tipo con cabezal o del tipo de posición libre con soportes móviles) necesitan ser diseñados solamente para cargas verticales de la superestructura y de la pila y para cargas laterales que pueden ser aplicadas directamente a la pila (corrientes de flujo, corrientes de desechos, presiones de la tierra, viento, etc.). Cuando estas cargas laterales en el puente son pequeñas, como es usualmente el caso, la mayor parte de las pilas, así como los estribos, pueden ser diseñados esencialmente solo para cargas verticales.

Cuando se trata de pilas flexibles que reciben mucho soporte lateral de su conexión a la superestructura, son necesarios procesos constructivos para garantizar que estas pilas no estén lateralmente cargadas hasta después que ellas han sido conectadas a la superestructura y la continuidad de la conexión al sistema superestructura-estribo halla sido terminada.

Ya que la superestructura y el terraplén del estribo resisten las cargas laterales primarias, las pilas (pilotes, columnas, zapatas, fundaciones) de puentes integrales pueden ser reducidas hasta mínimos tamaños y dimensiones. En general, el diseño de la pila puede ser simplificado al grado que diseños estándares pueden ser desarrollados para un amplio rango de anchos de carreteras y longitudes de claros".

- **CONSTRUCCIONES SIN JUNTAS.** "El atributo primario de los puentes integrales es su construcción sin juntas. Para apreciar completamente estos atributos debemos estar familiarizados con el desempeño de los puentes con juntas móviles.

Las juntas abiertas en la cubierta permiten que el drenaje contaminado de la misma penetre en la junta, causando excesivo deterioro bajo la cubierta debido a la erosión y las presiones hidrostáticas generadas por el impacto de las ruedas de los vehículos. Las juntas selladas otorgan una medida de protección contra el deterioro por el drenaje en la cubierta. No obstante, toda junta de la cubierta que sea móvil (abierta o sellada) es vulnerable a los efectos destructivos de la expansión en el pavimento de aproximación y las presiones generadas. Ya que el pavimento de aproximación se expande, y el pavimento de las juntas de la cubierta acomoda esta expansión, los puentes son progresivamente apretados hasta que la junta móvil es cerrada.

De allí en adelante, adicionales expansiones del pavimento y elongaciones del puente generan suficiente presión en el pavimento para aplastar la junta cerrada y para fracturar el muro posterior del estribo y los asientos del puente. Consecuentemente, el evitar tales juntas obvia la necesidad de mantenimiento para las juntas propensas a sellarse y la extensiva reparación de los daños que han venido asociados con ellas.

Como un beneficio secundario, la construcción sin juntas mejora la calidad de viaje vehicular y disminuye los niveles de esfuerzo debido al impacto vehicular."

- **RESISTENCIA A SISMOS.** "Ya que las cubiertas de los puentes integrales están rígidamente conectadas a ambos estribos y consecuentemente a ambos terraplenes, estos puentes son en realidad parte del suelo y se moverán con él durante terremotos.

Para un puente integral localizado transversalmente a una línea de falla, situación altamente característica, los movimientos laterales diferenciales del suelo en la línea de falla podrían esforzar seriamente la cubierta del puente, pero la construcción integral de la estructura será capaz de resistir".

- RAZON DE CLAROS AMPLIOS. "La razón de claro extremo a claro central ( $L_e / L_c$  de la figura No. 2.5) en puentes integrales con claros continuos es generalmente señalada como o cercana a 0.8 para lograr una superestructura estable y un diseño balanceado de las vigas. Esta es la razón más frecuentemente usada para cruces en ríos.

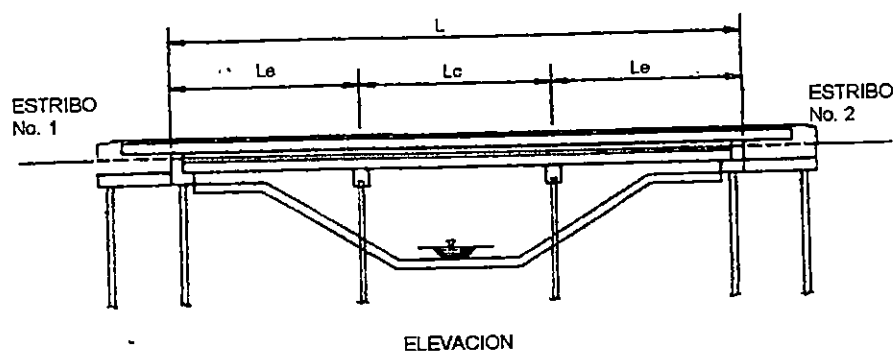


FIGURA No. 2.5 RELACION DE CLARO EXTERNO A CLARO CENTRAL.

#### 2.1.1.2 LIMITACIONES.

- ALTOS ESFUERZOS EN EL SISTEMA ESTRIBO-PILOTE. "Excepto para estribos con pilotes y aletones, los diversos miembros de puentes integrales están sujetos a esencialmente los mismos niveles de esfuerzos primarios (carga viva, carga muerta, impacto, etc.) y esfuerzos secundarios (contracciones, deslizamiento, gradientes térmicos, etc.) así como su contra parte de puentes con juntas. No obstante, ya que la capacidad a flexión del piloteado vertical, en los estribos de puentes integrales, resiste el acortamiento y alargamiento de la superestructura respondiendo a los cambios de temperatura; cuando se trata de puentes integrales largos, los pilotes pueden estar sujetos a esfuerzos flexurales más grandes que aquellos que se dan para su contra parte con juntas.

Ya que los pilotes de puentes integrales pueden estar sujetos a altos esfuerzos de flexión, solamente algunos pilotes tipos convenientes deberán ser usados para estas aplicaciones. Tales pilotes deberán tener suficiente capacidad para resistir carga axial. Por tal razón,

solamente pilotes de secciones "H" de acero, de concreto reforzado apropiadamente o de concreto pretensado, deberán ser usados para soportar los estribos de puentes integrales de gran longitud. Una sección a través del estribo y el perfil de suelo es mostrada en la figura No. 2.6, donde se puede observar como el uso de pilotes de sección "H" es muy común.

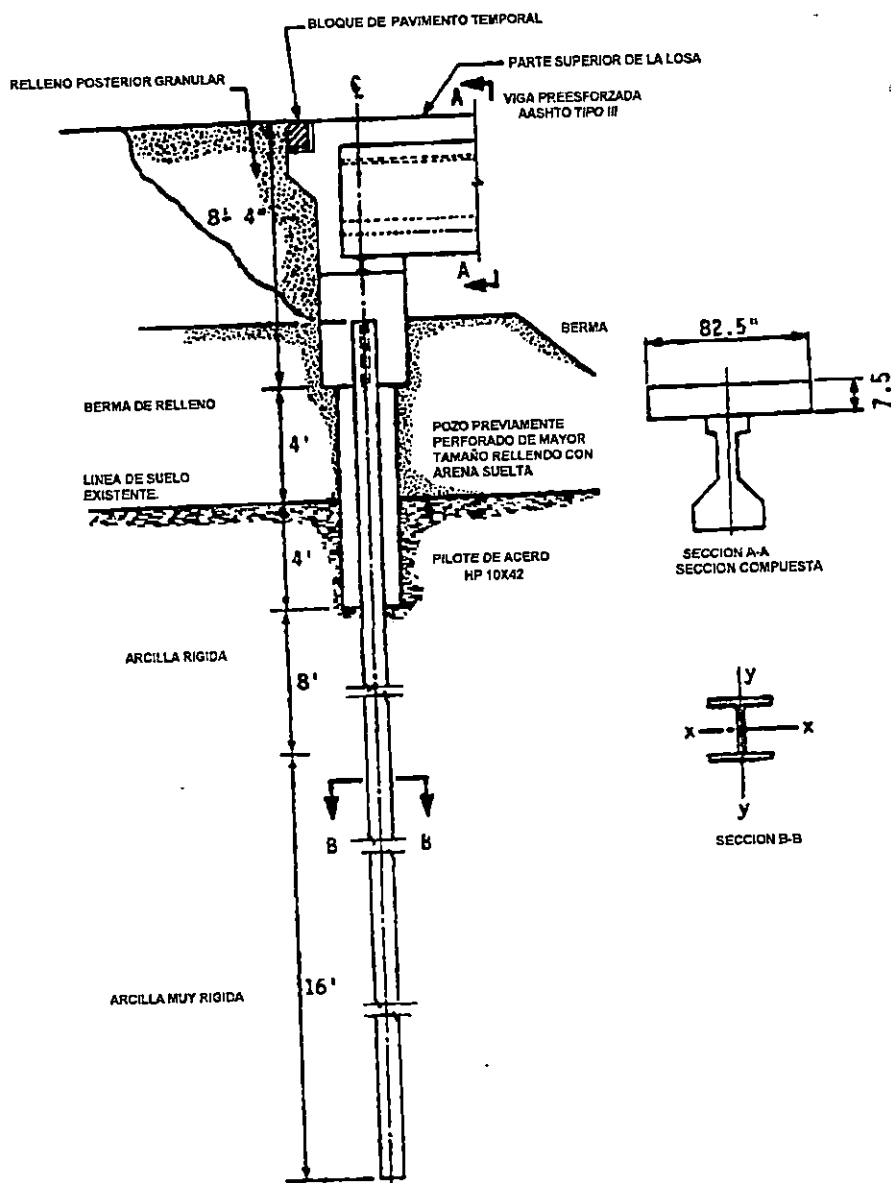


FIGURA No. 2.6 SECCION TIPICA A TRAVES DEL ESTRIBO Y EL PERFIL DE SUELO.

Para puentes integrales con una longitud pequeña, los esfuerzos flexurales en los pilotes deberán estar dentro del nivel normal de esfuerzos permisibles, es decir en el rango elástico del material bajo consideración”.

- **APLICACIONES LIMITADAS.** “La superior economía de los puentes integrales es debido a su capacidad, dentro de un rango limitado de aplicaciones, para satisfacer todos los requerimientos de funcionalidad con seguridad, durabilidad y óptima economía.

En general, además de la limitación antes mencionada, Martín P. Burke hace énfasis en que la longitud de los puentes integrales debe ser limitada por dos razones: a) para minimizar los efectos de la presión pasiva del suelo; y b) para limitar los movimientos del puente, hasta aquellos que puedan ser acomodados dentro del rango de movimiento de la losa y el pavimento de aproximación, dado por la junta de control de dilataciones.”

#### 2.1.2 EVALUACION DEL DESEMPEÑO DE PUENTES INTEGRALES<sup>4</sup>.

“Un estudio para establecer longitudes máximas de seguridad, así como los detalles de diseño para puentes de concreto y acero con estribos integrales, fue realizado en los departamentos de carreteras de los 50 estados de E.E.U.U.”

Los investigadores Soltani y Kukreti, encontraron que los puentes integrales han sido implementados por muchos Departamentos Estatales de Transporte en los EE.UU, desarrollando cada uno de ellos sus propias prácticas para el diseño de estos puentes; esto ha provocado diferencias en cuanto a claros máximos y detalles de la conexión estribo-superestructura de un estado a otro.

“Muchos estudios han sido realizados con respecto al uso de puentes integrales, los cuales indican que hay significativas variaciones en las limitaciones de diseño y los criterios corrientemente seguidos. La mayoría de estados inicialmente usaron puentes integrales que fueron menores que 100 pies (31 metros) de longitud. Mas tarde, las longitudes permisibles

---

<sup>4</sup> Tomado de Performance Evaluation of Integral Abutment Bridges publicado en Transportation Research Record 1371.

fueron gradualmente incrementadas sobre la base del buen desempeño de los detalles de conexión usados". No obstante, los incrementos en las longitudes han variado de un estado a otro, desarrollando lineamientos específicos con respecto a ellos; sin embargo la base de estos lineamientos es grandemente empírica.

En el estudio realizado por Alan A. Soltani y Anant R. Kukreti, en la década pasada, sobre puentes integrales se revelaron algunas desventajas de estos puentes que fueron detectadas por varios Departamentos Estatales de Transporte, las que se enuncian a continuación:

1. "Incrementos de la carga de tierra pueden causar grietas en el estribo.
2. Esviajes arriba de  $20^\circ$  no pueden ser acomodados.
3. Pueden ser solamente aplicados a puentes cortos, aunque esto se ha comprobado que no es tan cierto.
4. Desarrollo de grietas en la cara posterior de asfalto del estribo, como resultado de que un choque en el extremo del puente o losa de aproximación pudo ocurrir.
5. Los puentes con estribos integrales están limitados a pilotes soportando los estribos y pilotes hincados no pueden ser usados.
6. Falta de métodos racionales para predecir su comportamiento. También los esfuerzos térmicos son desconocidos.
7. Temporal apuntalamiento será requerido en puentes premoldeados.
8. Buenos detalles para atar la losa de aproximación no están disponibles.
9. Losas de aproximación más grande que lo normal son requeridas.
10. Grietas en losas, extremos de diafragmas o muros de alas son posibles.
11. Los muros de alas no pueden ser atados al estribo.
12. Erosión del terraplén de aproximación causada por el agua de infiltración.
13. Problemas de campo existen en cuanto a la construcción de un puente sobre un talud excesivo."

“El estudio reflejó que muchos estados están usando estribos integrales en el diseño de sus puentes. También mostró que las practicas de diseño seguidas por muchos Departamentos Estatales de Transporte son un tanto conservativas, y muchos puentes de gran longitud pudieron ser construidos. No obstante, algún análisis racional es aún necesario para estos diseños más aceptables.”

El rango de limitaciones en las longitudes de los claros, corrientemente usadas en puentes con estribos integrales, por estados que utilizan este tipo de diseño, es como sigue: para puentes de acero, 200 a 300 pies (61 a 91 metros), para puentes de concreto, 300 a 400 pies (91 a 122 metros), y para puentes de concreto pretensado, 300 a 450 pies (91 a 137 metros). La diferencia en la limitación de la longitud para acero y concreto, refleja la mayor sensibilidad del acero en reacción a los cambios de temperatura.

## 2.2 ANÁLISIS SISMICO DE PUENTES.

### 2.2.1 INTRODUCCIÓN.

El análisis sísmico de un puente es uno de los pasos más importantes dentro del proceso de su diseño ya que proporciona la respuesta de como tal estructura se comportará ante una excitación sísmica. Las respuestas obtenidas, sobre las que se realizará el diseño, pueden ser esfuerzos internos en los miembros, deformaciones, rotaciones, etc. En base a lo anterior, el ingeniero estructurista debe disponer de las herramientas necesarias para tratar de crear un modelo, de tal forma que represente adecuadamente a la estructura real y el efecto del sismo sobre la misma. La determinación de la respuesta, ante las cargas sísmicas aplicadas, puede ser realizada mediante diferentes métodos de análisis sísmico. Los métodos más usados se pueden clasificar dentro de las siguientes categorías: estático, dinámico lineal y dinámico no lineal.

La aplicación de las herramientas adecuadas en el modelado y análisis de puentes, que permitan conocer la respuesta sísmica del mismo, requiere un entendimiento general de los conceptos básicos de dinámica de estructuras. En muchos casos es más conveniente realizar el análisis sísmico aplicando una carga estática equivalente al modelo del puente, particularmente cuando la distribución de la carga sísmica y las deformadas modales pueden ser estimadas.

### 2.2.2 ANALISIS DINÁMICO DE PUENTES.

El diseño de puentes involucra muchos aspectos que no se pueden dejar de lado cuando se proyecta construir alguno, para facilitar el tráfico vehicular sobre una vía determinada. Los puentes deben ser funcionales, es decir, que deben tener las condiciones geométricas apropiadas tales como longitud, altura, ancho, y alineamiento, a fin de encajar en la vía de acuerdo a las condiciones impuestas por el terreno; y además deben ser seguros, es decir el puente debe ser capaz de resistir las cargas impuestas por el tráfico vehicular y las cargas accidentales tales como las cargas sísmicas, y aun condiciones más desfavorables de carga, a fin de permitir incluso severos daños en la estructura pero no así el colapso de la misma.

Un ingeniero estructurista debe pensar en puentes que tengan características "ideales" o lo más cercanamente posibles a estas, a fin de cumplir con los requisitos de funcionalidad y seguridad de la estructura; entre dichas características se pueden mencionar:

- El puente debe ser recto, ya que puentes curvados complican la respuesta sísmica.
- La cubierta (losa) debe ser continua, con tan poco movimiento de las juntas como sea posible. Los claros simplemente soportados son propensos a desplomarse debido al movimiento de las juntas.
- Los materiales de fundación deben ser rocosos o suelos bastante firmes. Los suelos blandos amplifican los desplazamientos estructurales y muchos son propensos a desplome o licuefacción.
- Las pilas altas deben ser arriostradas a lo largo del puente. Alturas no uniformes dan como resultado variaciones en la rigidez y atracción de daños a los elementos más rígidos.
- La rigidez y resistencia debe ser las mismas en todas las direcciones. Diferencias de rigidez y resistencia en las direcciones ortogonales implican deficiencias en el diseño.
- La longitud de los claros debe ser corta. Los claros muy grandes son la causa de grandes cargas axiales sobre las columnas con un gran potencial para reducir ductilidad.
- Las articulaciones plásticas deben desarrollarse en las columnas, en lugares que sean accesibles para inspección y reparación después de un terremoto.
- Estribos y pilas deben ser orientados perpendiculares al eje del puente. Soportes inclinados tienden a causar respuesta rotacional, con incrementos en los desplazamientos.

Con las limitaciones anteriores se espera un desempeño sísmico del puente que sea óptimo; sin embargo es casi imposible tener las condiciones "ideales" en la estructura, debido a que está condicionada por las características de la vía. Por ello, lo que se espera es que el

puente tenga ciertas irregularidades en su geometría o alineamiento. Las irregularidades más comunes son básicamente en la longitud de los claros y en las alturas de las pilas y los estribos; lo que implica diferencias en la rigidez y la resistencia para las tres direcciones ortogonales, y por lo tanto se hace necesario la aplicación de un método de análisis dinámico.

La simplicidad del análisis sísmico de puentes depende en gran medida de las condiciones geométricas de la estructura, es decir que cuando un puente con regularidad en su geometría

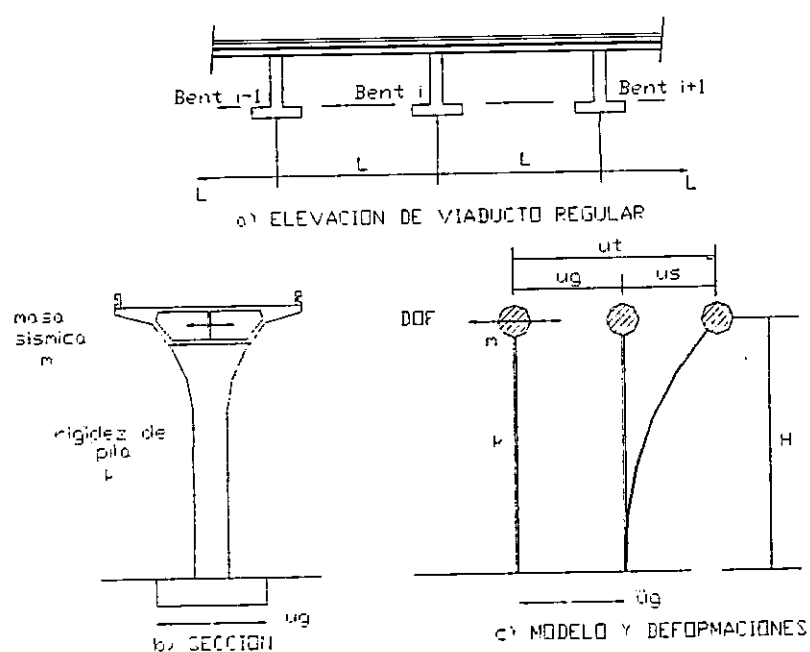


FIG 2.7 RESPUESTA DINAMICA TRANSVERSAL DEL MODELO DE PUENTE

ya ha ser diseñado, tal como el mostrado en la Figura No. 2.7, algunas idealizaciones razonables pueden ser hechas basándose en los conceptos de dinámica estructural e ingeniería sísmica:

El modelo simplificado consiste en una sola columna, con una masa concentrada al nivel del centro de masa de la superestructura y una rigidez lateral  $k$ , además se asume que la columna es sin masa y que disipa energía sísmica a través de un amortiguador viscoso  $c$ . A partir del modelo simplificado se puede definir la ecuación de movimiento, asumiendo que está

sometido a un movimiento del suelo  $u_g$ , como se muestra en la Fig. 2.1(b). La masa puntual se desplazará una distancia total de:

$$u_t = u_g + u_s \quad \text{Ecu. 2.1}$$

Donde  $u_s$  es la deformación estructural en el puente.

De segunda ley de Newton se identifican las fuerzas que actúan sobre el sistema idealizado y se hace equilibrio para definir la ecuación:

$$\left. \begin{array}{ll} f_i(t) + f_d(t) + f_s(t) = 0 & \text{a)} \\ m(\ddot{u}_g + \ddot{u}_s) + c\dot{u}_s + ku_s = 0 & \text{b)} \\ m \ddot{u}_s + c\dot{u}_s + ku_s = -m\ddot{u}_g & \text{c)} \end{array} \right\} \text{Ecs. 2.2}$$

Donde:

$f_i(t)$ : Es la fuerza inercial, la cual es la aceleración total de la masa sísmica en cualquier instante de tiempo.

$f_d(t)$ : Es la fuerza de amortiguamiento viscoso, la cual resiste la velocidad de la masa sísmica a través del amortiguamiento de la pila.

$f_s(t)$ : Es la fuerza de reposición, la cual resiste la deformación estructural de pila.

Las ecuaciones 2.2 representan la ecuación general de movimiento de un modelo de puente de un solo grado de libertad excitado por un terremoto que produce una aceleración del suelo igual a  $\ddot{u}_g$ .

Sí se considera que la columna contribuye en la masa sísmica del modelo un desplazamiento generalizado  $u^*(t)$  puede ser formulado para un sistema de un solo grado de libertad "ya que la deformada general de la pila durante la respuesta a un terremoto es conocida y puede ser definida como":

$$u(x,t) = \Psi(x) Z(t) \quad \text{Ecu. 2.3}$$

Donde :

$\Psi(x)$ : Representa la deformada de la columna, y

$Z(t)$ : Representa la variación en el tiempo.

En el caso de ser puentes irregulares, es decir, puentes en los que varían las longitudes de sus claros y las rigideces de pilas y estribos entre otros, las aproximaciones anteriores ya no son del todo validas, por lo que será necesario hacer un análisis completo del sistema para obtener una respuesta más realista, pero aún así el ingeniero estructurista puede aplicar su propio criterio en caso de hacer alguna simplificación en el análisis, como por ejemplo encontrar una rigidez y altura promedio del sistema para ser consideradas en el modelo a analizar.

En la ecuación de movimiento (Ecs. 2.2) del modelo de puente representado en la figura 2.1 aparecen algunos términos que aún no han sido discutidos, así se tienen:

#### 2.2.2.1 MASA.

La masa "m" del sistema, la cual contribuye a la respuesta sísmica del puente en la forma de fuerza inercial, puede ser caracterizada por el peso sísmico ( $w_s$ ) de la porción móvil del puente dividido por la constante gravitacional g:

$$m = w_s / g \quad \text{Ecu. 2.4}$$

Dos tipos de fuerzas inerciales pueden contribuir a la respuesta dinámica, la fuerza inercial traslacional y la fuerza inercial rotacional. Dichas fuerzas inerciales son referenciadas al centro de masas de un miembro. Estas dos componentes de fuerzas inerciales pueden ser expresadas como:

$$\left. \begin{aligned} f_i^T(t) &= m \ddot{u}(t) \\ f_i^R(t) &= j \ddot{\theta}(t) \end{aligned} \right\} \text{Ecs. 2.5}$$

Donde :

m: representa la masa traslacional y j representa el momento de inercia rotacional sujeto a una aceleración  $\ddot{u}(t)$  y  $\ddot{\theta}(t)$  respectivamente.

En sistema que representa la estructura de un puente, la mayor parte de la masa sísmica o peso sísmico es típicamente contribuido por la superestructura, y generalmente puede ser expresada como una distribución de masa  $m$  a lo largo del puente. Para el ejemplo mostrado en la Fig. 2.8, con una superestructura rígida, la masa puntual puede ser expresada como:

$$m = \bar{m} L \quad \text{Ecu. 2.6}$$

Para el movimiento traslacional del centro de masas, y como

$$J = \int_{L_1}^{L_2} \bar{m}(x) x^{2/3} dx = \bar{m} L^3 / 12 \quad \text{Ecu. 2.7}$$

Para la rotación alrededor del eje longitudinal a través del centro de masas. Cuando la longitud  $L$  del puente no excede grandemente al ancho  $B$  de la superestructura, el momento de inercia rotacional de masa puede ser expresado como:

$$\phi = m (L^2 + B^2) / 12 \quad \text{Ecu. 2.8}$$

Para la cual  $B \ll L$

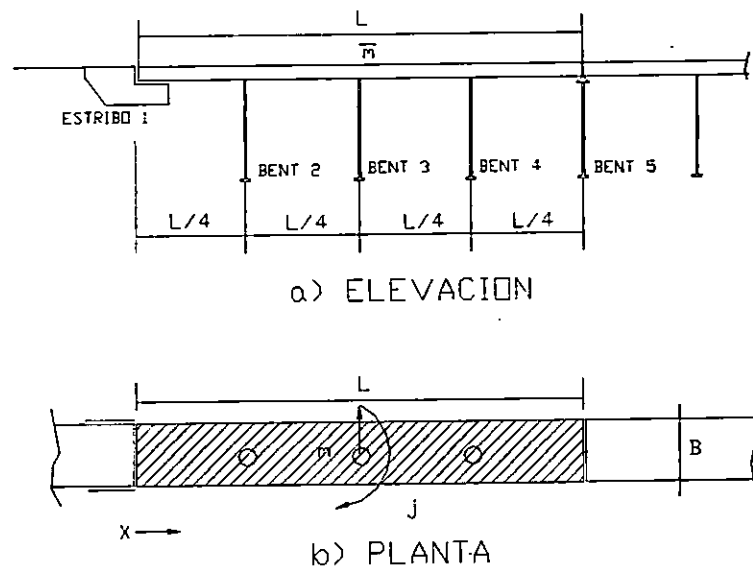


FIG. 2.8 MARCO DE PUENTE CON MULTIPLES PILAS.

Los efectos rotacionales en el eje longitudinal del puente pueden ser más significantes que los producidos por rotaciones al rededor del eje vertical.

En casos en los cuales el ancho de la superestructura es tan grande como el alto de las pilas el sistema ya no puede ser adecuadamente representado por un sistema de un solo grado de libertad SDOF, ya que será modificado el período natural de la estructura, el momento de inercia rotacional y momentos de gran magnitud serán transferidos al centro de masa. Estos momentos pueden ser de igual o de signos opuesto al momento basal en cualquier instante, como una consecuencia de modos de responder de la estructura. Debido a fallas en el modelo se pueden sobrestimar la fuerza cortante en las columnas y la capacidad de diseño. En estos casos (B tan grande como H o mayor) el momento de inercia rotacional de masa debe ser calculado por la Ecu.2.5 con  $L=0$ . Alternativamente la columna puede ser modelada por dos representaciones de masa. Donde la masa inercial  $m$  es representada por dos masas de  $0.5m$  localizada en el radio de giro  $r = B/\sqrt{12}$  sobre un lado de la columna y la otra en parte superior del modelo.

En muchos casos donde un análisis preliminar para el diseño de puentes es realizado se asume que la totalidad de la masa del puente es concentrada en la superestructura y que la masa de las columnas es despreciable, esta suposición es aceptable para pilas monolíticamente unidas a la superestructura, como se muestra en la Fig. 2.9a, y cuya masa no es tan grande. Sin embargo cuando la masa de la pila es grande una masa tributaria de columna debe ser añadida a la masa de la superestructura concentrando así la masa en el centroide de la misma. Asumiendo una masa uniformemente distribuida  $m_c$  a lo largo de la altura libre de la pila  $H_c$  y una deformada  $\Psi(x)$  expresada como:

$$\Psi(x) = x / H_c \quad \text{Ecu. 2.9}$$

Una masa generalizada  $m^*$ , la cual es la contribución de masa de la columna para un desplazamiento generalizado  $u^*$  del centro de masa de la superestructura, puede ser expresada por las masas componentes  $m$  y  $j$  en el centro de la columna ( $X_c = H_c/2$ ) como:

$$m^* = \bar{m}_c [\Psi(x_c)]^2 + j [\Psi'(x_c)]^2 \quad \text{Ecu. 2.10}$$

resultando una masa generalizada para la pila de:

$$\bar{m}^* = \bar{m}_c H_c (1/4) + \bar{m}_c H_c^3 / 12 H_c^2 = \bar{m}_c H_c / 3 \quad \text{Ecu. 2.11}$$

Ahora considerando la masa de la superestructura se tiene una masa total de:

$$m^* = \bar{m}^* + m_1 \quad \text{Ecu. 2.12}$$

Los cambios producidos en la respuesta dinámica del puente ante una excitación dada son muy severos, según sea la contribución de masa de la columna por lo que se recomienda considerar la contribución de masa de columna cuando  $m_c H_c \geq 0.1 m_1$ .

Para superestructura de puentes que son simplemente soportados en las pilas, como se muestra en Fig. 2.9, dos masas  $m_1$  y  $m_2$  deben ser consideradas en el modelo, por lo que se tendrá un sistema idealizado de múltiples grados de libertad (MDOF). La masa  $m_1$  correspondiente a la masa de la superestructura y la masa  $m_2$  correspondiente a la suma de la masa del cabezal y un tercio de la masa tributaria para la porción prismática de la columna respectivamente.

Para columnas altas y delgadas donde muchos modos pueden contribuir a la respuesta dinámica de la pila, un sistema de múltiples masas concentradas, como mostrado en la Fig. 2.9c puede ser empleado.

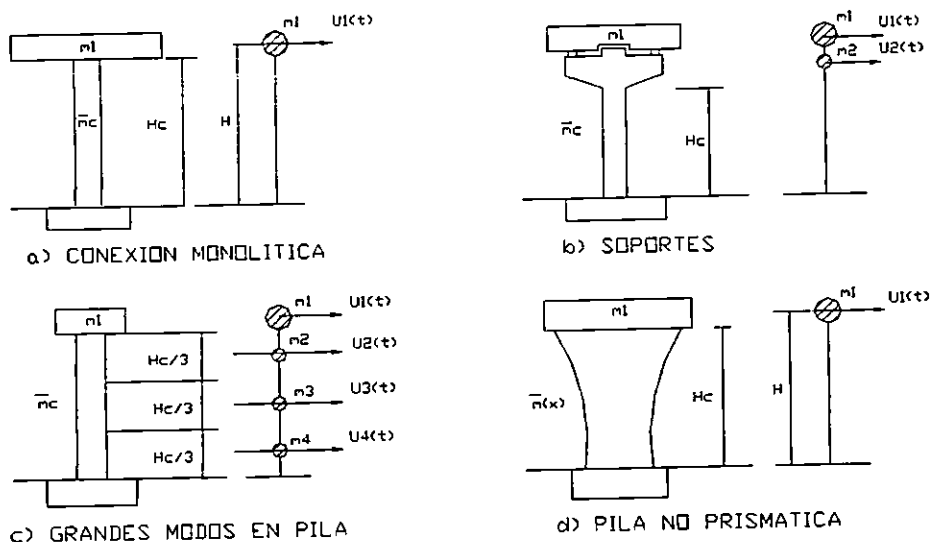


FIG. 2.9 MODELOS SIMPLIFICADOS DE MASA PARA UNA SOLA COLUMNA DE LA PILA DE UN PUENTE.

### 2.2.2.2 RIGIDEZ.

Los términos de fuerza restauradora  $f_s(t) = K u_s(t)$  en la ecuación general de movimiento Ecu. 2.1 depende sobre la rigidez  $k$  del sistema de puente. La rigidez traslacional para pilas de puentes delgadas puede ser expresada como:

$$K = \alpha E I_c / H_e^3 \quad \text{Ecu. 2.12}$$

Donde  $E$  es el módulo de elasticidad,  $I_c$  es el momento de inercia efectivo de la sección transversal,  $H_e$  la altura efectiva de columna y el coeficiente  $\alpha$  representa la condición de frontera (condición de apoyo).

### 2.2.2.3 AMORTIGUAMIENTO.

El primer término en la ecuación general de movimiento es el amortiguamiento viscoso equivalente  $c$ , que no es más que el medio por el cual el sistema pierde la energía que almacena cuando es excitada por un sismo. Existen muchas formas por las cuales las estructuras disipan energía, sin embargo solo tres tipos de amortiguamiento han sido encontrados en puentes:

- 1) Amortiguamiento de Culombio (Coulomb): también llamado amortiguamiento por fricción, básicamente es debido a los cojinetes sobre los que se apoyan la superestructura y al movimiento de las juntas, este amortiguamiento también se debe al agrietamiento en miembros de concreto reforzado. Este tipo de amortiguamiento no debe ser considerado en puentes continuos o puentes integrales.
- 2) Amortiguamiento de radiación: este tipo de amortiguamiento es debido a la interacción suelo-estructura, donde energía es disipada a través de ondas radiando fuera del suelo circundante a la fundación del puente.
- 3) Amortiguamiento histerético: este tipo de amortiguamiento es el más común y es la forma más obvia de disipación de energía en un puente, como la histéresis de la respuesta esfuerzo-deformación.

El coeficiente de amortiguamiento equivalente ( $C_{eq}$ ) es el valor numérico que representa las formas de disipación de energía antes mencionadas, según sea el caso, y es comúnmente definido por la relación de amortiguamiento equivalente ( $\xi_{eq}$ ) y el coeficiente de amortiguamiento crítico ( $C_{cr}$ ); el cual es la cantidad más pequeña de amortiguamiento para la cual no ocurre oscilación en la respuesta dinámica libre:

$$C_{eq} = \xi_{eq} C_{cr} \quad \text{Ecu. 2.13}$$

La razón de amortiguamiento equivalente  $\xi_{eq}$  puede ser convertida, a partir de un ciclo de histéresis completamente idealizado de fuerza contra desplazamiento, como se muestra en la figura 2.10, utilizando la siguiente ecuación:

$$\xi_{eq} = A_h / 2\pi V_m \Delta_m = A_h / 4\pi A_e \quad \text{Ecu. 2.14}$$

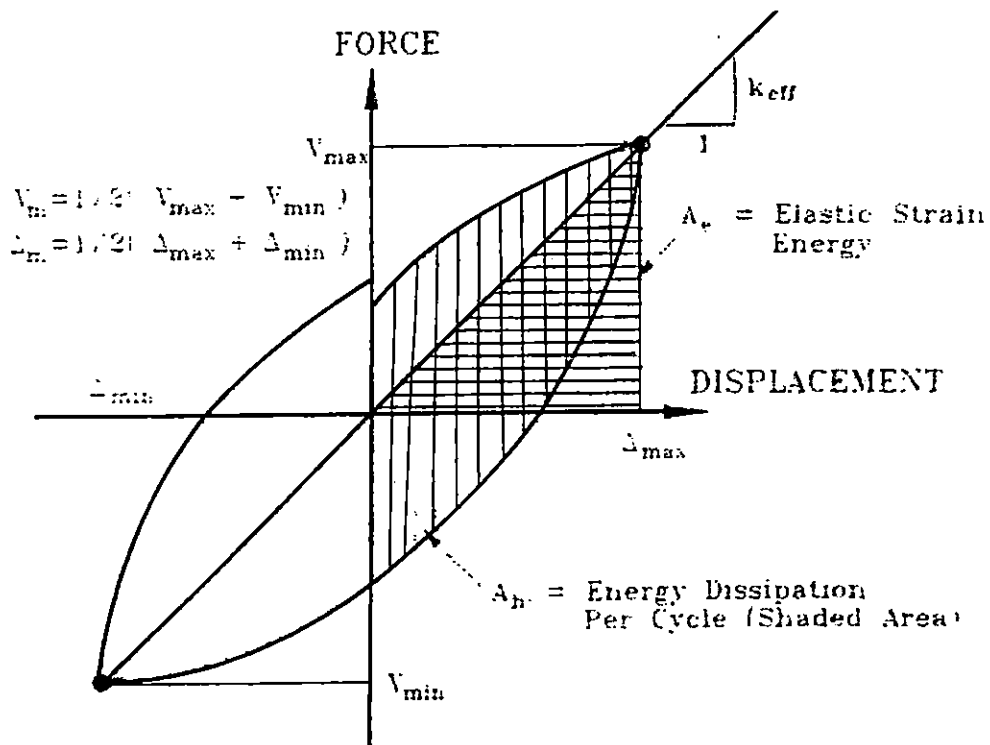


FIGURA No. 2.10 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO.

Donde  $V_m$  y  $\Delta_m$  representan el promedio entre valores máximos y mínimos de fuerza y desplazamiento respectivamente, y el área  $A_e$  representa la energía de tensión elástica almacenada en un sistema elástico lineal equivalente bajo condiciones estáticas rigidez efectiva:

$$K_{\text{eff}} = V_m / \Delta_m \quad \text{Ecu. 2.15}$$

La determinación de un valor de razón de amortiguamiento para ser empleado en un modelo de puente resulta ser muy difícil, por lo que valores empíricos son comúnmente usados, así se propone que para estructuras de concreto reforzado un valor de amortiguamiento entre el 2% y 7% sea asumido y para estructuras de acero valores entre el 2% y 5% debe ser asumido.

Las estructuras como antes se mencionó pueden ser modeladas como sistemas de un solo grado de libertad SDOF o como sistemas de múltiples grados de libertad MDOF según las condiciones geométricas del puente. Las herramientas empleadas en el análisis o métodos de análisis sísmico disponibles son diversos, así se puede asumir en el análisis que la estructura del puente estará formada por miembros lineales o no lineales, se puede hacer un análisis estático de la estructura, un análisis dinámico o simulación espectral de terremotos y finalmente considerar efectos geométricos en la estructura como el efecto P- $\Delta$ . La aplicación de cualquiera de ellas dependerá del grado de precisión requerido por el ingeniero en la respuesta sísmica y en la mayoría de casos de la importancia de la estructura. La formulación de las ecuaciones matemáticas que representen el modelo como un sistema SDOF, se realiza como se presentó anteriormente y para sistemas MDOF solo es necesario expresar en forma matricial la masa, el amortiguamiento y la rigidez del sistema.

De los tipos de análisis sísmico únicamente se han discutido los conceptos básicos del análisis dinámico; sin embargo en muchos casos es más utilizado el análisis estático por lo que a continuación se discutirán los conceptos básicos del mismo.

### 2.2.3 ANÁLISIS ESTÁTICO EN PUENTES.

Este tipo de análisis sísmico consiste en simular el efecto de un terremoto sobre la estructura del puente mediante la aplicación de una fuerza estática lateral equivalente, particularmente cuando la distribución de fuerzas sísmicas o modos probables de deformación pueden ser conocidos. La magnitud de la fuerza estática equivalente esta dada por:

$$E = W_s a_s$$

Donde:

E: fuerza sísmica equivalente actuando en el centro de masas o distribuida proporcionalmente para la forma modal esperada.

$W_s$  : peso sísmico total

$a_s$ : coeficiente de aceleración dado según las condiciones de sitio o determinado según el terremoto de diseño empleado en el análisis.

“Esta fuerza puede ser aplicada en el modelo como una fuerza estática monotónica o como una fuerza cuasi-estática o fuerza cíclica”. Cuando se pretende efectuar un análisis estático lineal del modelo, la aplicación de la fuerza monotónica E sobre la estructura se efectúa en un solo paso. Sin embargo, cuando se efectúe un análisis inelástico será necesario aplicar otras herramientas, que nos permitan balancear las fuerzas internas y externas en los miembros del puente según los niveles de deformación del modelo. Estas herramientas involucran el uso de soluciones iterativas que permiten obtener una respuesta mas realista del modelo, entre las más comúnmente usadas tenemos:

1. “Solución paso a paso con una rigidez tangente actualizada en cada paso de carga”
2. “Solución paso a paso con corrección de equilibrio en el principio de cada nuevo paso de carga”
3. “Iteración Newton-Raphson, la cual actualiza la rigidez tangente y corrige para cualquier carga desbalanceada iterativamente durante cada paso de carga”

4. "Iteración con rigidez constante, la cual usa una rigidez constante en vez de una rigidez actualizada para corrección de carga desbalanceada durante de cada paso de carga".

La aplicación de una cualquiera de las herramientas anteriores dependerá de las condiciones de la no-linealidad del modelo y del criterio y experiencia del ingeniero encargado del análisis. Así se tiene, por ejemplo, que para una solución paso a paso será necesario aplicar la carga en pequeños incrementos lo cual para sistemas altamente inelásticos requerirá un gran esfuerzo computacional o de cálculo, debido al gran número de pasos que serán requeridos para obtener un equilibrio, la aplicación de una herramienta más apropiada facilitaría el esfuerzo en los cálculos; la iteración Newton-Raphson en este caso sería la más apropiada. La iteración con rigidez constante es numéricamente más eficiente para sistemas que no son altamente inelásticos.

El análisis sísmico de puentes es una tarea muy compleja que muchas veces resulta muy tediosa, debido a la inmensidad de cálculos manuales que se requieren durante el proceso de análisis; sin embargo desde mediados de la década de los cincuenta se conocieron los primeros programas de computadora, que permitieron realizar análisis de puentes complejos o especiales con mayor facilidad, y que hasta la fecha han sido utilizados y perfeccionados para poder realizar análisis más eficaces de puentes.

## **2.3 DISEÑO SISMICO DE PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES.**

### **2.3.1 INTRODUCCION.**

El principal objetivo de los Reglamentos de Diseño Sísmico es evitar el colapso de la estructura ante la acción de sismos con características similares al de diseño. En el país las normas para el diseño de puentes usualmente empleadas, son las "Especificaciones Estándares para Puentes Carreteros" propuestas por la AASHTO, en ellas se establecen las provisiones de diseño y construcción de puentes para minimizar su susceptibilidad a daños debidos a terremotos. Según las normas AASHTO el diseño por movimiento y fuerzas sísmicas debe basarse en la baja probabilidad de que el sismo de diseño sea excedido durante la vida normal del puente.

En la mayoría de códigos de diseño es evidente que no es aceptable económicamente, diseñar un puente para que se comporte linealmente ante un sismo de alta intensidad, sino que debe permitirse la ocurrencia de algún grado de daño estructural en algunos componentes del puente (pilas, estribos o bloques de cortante), que sean fácilmente reparables. Otros tipos de daños, tales como la perdida de soporte vertical de la superestructura o fallas en las cimentaciones y conexiones, no deben ser permitidos.

La estimación razonable de la redistribución de fuerzas internas y desplazamientos y de la formación de mecanismos de colapso, dependerá en gran medida del modelo empleado en el análisis. Lo anterior refleja la razón por la cual elaborar un modelo adecuado de la estructura es importante.

### **2.3.2 REQUERIMIENTOS GENERALES.**

El riesgo sísmico, que no es otra cosa que la probabilidad de que una estructura (un puente en este caso) sufra daños por movimiento fuerte del terreno durante un tiempo definido, varía de un lugar a otro en el país. Tomando en cuenta lo anterior, se han establecido coeficiente de aceleración sísmica (A) para diferentes zonas, a partir de la respuesta del suelo ante terremotos ocurridos.

Para propósitos de diseño se han definido cuatro categorías de desempeño sísmico (SPC) de puentes, en la División I-A de las normas AASHTO. Cada puente debe ser asignado dentro de una de las cuatro categorías (A, B, C ó D), basándose en el coeficiente de aceleración (A) y la clasificación en importancia (IC), tal como se muestra a continuación:

Coeficiente de Aceleración	Clasificación en Importancia.	
	I	II
A		
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

Una clasificación en importancia es asignada a todos los puentes con un coeficiente de aceleración mayor de 0.29. Por su importancia los puentes pueden ser:

1. Puentes esenciales — IC = I.
2. Otros puentes — IC = II.

Para representar los efectos del sitio sobre la respuesta del puente se ha determinado además un coeficiente de sitio (S) a partir de perfiles de suelos tipos establecidos en las normas AASHTO. El coeficiente de sitio que aproxima los efectos de las condiciones del sitio sobre la respuesta elástica del puente, se muestra en la siguiente tabla, para diferentes tipos de suelo:

Tipos de Perfiles de Suelo.				
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Donde los perfiles de suelo tipo están definidos como sigue:

Perfil de suelo tipo I:

Es un perfil que presenta cualquiera de las siguientes características: a) rocas con cualquier característica ya sean lajas o cristalinas al natural (tales materiales deben estar caracterizados por una velocidad de onda de corte mayor que 760 m/seg. o ser clasificados por cualquier otro medio); b) suelos con condiciones rígidas con un espesor de al menos 60 mts sobre tendido en roca.

Perfil de suelo tipo II: perfil de suelo con arcilla rígida o condiciones menos cohesivas profundas donde el espesor de suelo excede los 60mts y el tipo de suelo sobre tendido en roca es un deposito estable de arena, grava o arcilla rígida.

Perfil de suelo tipo III: es un perfil con arcillas blandas a medias rígidas y arenas, caracterizadas por 9 mts o más de arcillas blandas a medias rígidas con o sin intervención de capas de arena u otros suelos menos cohesivos.

Perfil de suelo tipo IV: Perfil con arcillas blandas o cienos de mas de 12 mts de espesor. Estos materiales deben ser caracterizados por una velocidad de ondea de corte menor que 150 mts/seg. y podría incluir depósitos naturales sueltos o sintéticos.

Con los parámetros anteriores y el período del puente se define un coeficiente sísmico de respuesta que permite determinar la carga sísmica para el análisis elástico. La determinación del período del puente requiere el uso de algún tipo de análisis dinámico.

La especificación de la AASHTO presenta cuatro procedimientos para análisis sísmico de puentes, los que serán discutidos a continuación.

### 2.3.3 REQUERIMIENTOS DEL ANALISIS.

Los cuatro métodos de análisis sísmico presentados en las normas AASHTO son:

1. Método de la Carga Uniforme.
2. Método Espectral de Modo Unico.

3. Método Espectral Multimodal.
4. Método de Historia en el Tiempo (Time History).

La selección del método de análisis esta determinada principalmente, por la regularidad del puente en cuanto al número de claros y la distribución del peso y la rigidez. Para puentes con categoría de desempeño A no es requerido el uso de ninguno de los métodos de análisis mencionados. Los requerimientos mínimos para la selección de uno de los métodos de análisis anteriores para un puente en particular se presentan a continuación:

Categoría de Desempeño	Puente Regular	Puente Irregular
Sísmico	2 hasta 6 claros	2 ó más claros
A	No Requerido	No requerido
B, C, D	Procedimiento 1 ó 2	Procedimiento 3

En cualquier puente considerado irregular será necesario un procedimiento de análisis más riguroso y que sea generalmente aceptado, en lugar del mínimo requerido, tal como el Método de Historia en el Tiempo (Time History).

El Método de la Carga Uniforme es esencialmente un método de análisis estático equivalente, el cual usa una carga lateral uniforme para aproximar los efectos de las cargas sísmicas. El método es apropiado para puentes regulares que responden principalmente en su modo fundamental de vibración; y puede ser usado para ambas direcciones (longitudinal y transversal) del movimiento sísmico.

El Método Espectral de Modo Unico puede ser utilizado para realizar el diseño final de puentes sencillos y el diseño preliminar de puentes complejos. Este procedimiento proporciona resultados razonablemente precisos para puentes rectos y regulares en la distribución de su masa y de su rigidez. El método se basa en procedimiento derivado por Rayleigh, para estimar la frecuencia natural circular del modo fundamental de vibración de una estructura elástica. Una

carga lateral uniformemente distribuida es considerada actuando sobre la estructura, lo que produce un desplazamiento estático.

El Método Espectral Multimodal es aplicado cuando la influencia de los modos superiores de vibración en la respuesta del puente es significativa. Cuando se tienen estructuras con irregularidades en su geometría o en la distribución de su masa y su rigidez, las respuestas pueden estar influenciadas por el acoplamiento entre los modos de vibración. Estos efectos no son considerados en el método espectral de modo único.

El Método de Historia en el Tiempo es un método de análisis dinámico paso a paso, en el cual las cargas sísmicas son descritas usando valores de aceleraciones como datos de entrada. En este método la sensibilidad de la solución numérica debe ser determinada por medio de un Análisis de Sensibilidad, que refleje la influencia del paso de tiempo empleado y de las variaciones en las propiedades del comportamiento de histéresis asumido. Como regla general un paso del orden de un centésimo del período natural del puente puede ser utilizado.

#### 2.3.4 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO.

Ya que no existen especificaciones nacionales que regulen el diseño de los elementos estructurales de puentes, las especificaciones AASHTO son generalmente utilizadas. En estas especificaciones se utilizan principalmente dos procedimientos de diseño, uno basado en cargas de servicio y niveles de esfuerzos permisibles y el otro usando factores de carga y resistencia.

Las especificaciones AASHTO requieren que las fuerzas sísmicas de diseño para los diversos tipos de subestructura y conexiones del puente, sean determinadas dividiendo las fuerzas elásticas obtenidas del análisis por el Factor de Modificación de la Respuesta (R) apropiado. Esto indica que el análisis debe ser efectuado utilizando el espectro elástico de diseño ( $R=1$ ).

Los valores especificados de "R" por AASHTO para los diversos tipos de pilas están basados su nivel de redundancia y ductilidad. Los factores utilizados para las conexiones

reflejan la intención de que estas sean diseñadas con las fuerzas sísmicas elásticas obtenidas del análisis; y fuerzas sísmicas aún mayores son utilizadas para el diseño de estribos y juntas de expansión dentro de la superestructura. Lo anterior es con el fin de asegurar que el comportamiento inelástico ocurra en puntos previamente fijados (articulación plástica) y mantener la completa integridad del puente.

En zonas de alto riesgo sísmico, las fuerzas resultantes de la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las columnas, pueden ser utilizadas para diseñar el resto de elementos estructurales; y a fin de garantizar que este mecanismo de falla se produzca, estas fuerzas deben calcularse tomando en cuenta una sobre resistencia de la columna, para ello se recomienda multiplicar la resistencia nominal de la columna por un factor que depende del tipo de material con que se ha diseñado.

Para estribos monolíticos que forman parte integral de la superestructura del puente se deben considerar máximas presiones de tierra actuando sobre ellos, y pueden ser asumidas igual a la fuerza sísmica longitudinal máxima transferida por la superestructura a los estribos. Para minimizar los daños en los estribos deberán ser diseñados para resistir la presión pasiva capaz de ser transmitida por el relleno posterior, la cual deberá ser tan grande como la máxima fuerza sísmica longitudinal estimada transferida a los estribos; asumiéndose que la presión activa de tierra durante el sismo es menor que la carga sísmica de la superestructura.

El diseño de puentes con estribos integrales que sean resistentes a sismos no podría efectuarse sin que previamente se halla realizado un cuidadoso análisis sísmico, para poder conocer las demandas de esfuerzos, desplazamientos y rotaciones, para cada uno de los miembros del puente y posteriormente proceder al diseño de los mismos, garantizando así una estructura segura y resistente a sismos.

Sin embargo hay aspectos que son muy importantes en el diseño, que no deben dejarse de lado cuando las demandas de esfuerzos son ya conocidas; uno de estos aspectos es el detallado de los miembros estructurales del puente, los cuales resistirán los esfuerzos inducidos

por cualquier movimiento sísmico, así como por las cargas vivas y muertas actuando sobre la estructura del puente. Esto es más evidente en el caso de estructuras de puentes de concreto reforzado y preesforzado, donde deben especificarse longitudes de desarrollo para el acero de refuerzo en ganchos y empalmes; que deberán ser acatadas por los ingenieros encargados de la construcción.

Además de los efectos de las cargas sísmicas existen otros efectos, a los que se les llama efectos secundarios, que deben ser tomados en cuenta durante la etapa de análisis y diseño para garantizar la seguridad estructural. Entre estos efectos secundarios tenemos: el efecto de acortamiento, que son las fuerzas cortantes que se generan en las uniones del estribo con la superestructura debido a la diferencia entre los concretos (unión de concreto viejo y nuevo); el efecto de deslizamiento, que en vigas de un claro simple hechas continuas es opuesto y más grande que el efecto de acortamiento; los gradientes térmicos, los cuales inducen momentos que dependen de las temperaturas relativas altas y bajas de la superestructura; los asentamientos diferenciales y deflexiones, que en los estribos inducen momentos similares a los producidos por el acortamiento y en las pilas momentos similares a los producidos por el deslizamiento; y presiones pasivas del suelo, que se dan en los estribos durante la construcción debido a la compactación del relleno posterior.

Como puede observarse la continuidad estructural típica de los puentes integrales altera la distribución de efectos secundarios, las cargas laterales y longitudinales aplicadas a la superestructura, y las cargas muertas y vivas super impuestas. Adicionalmente, esta misma continuidad induce efectos secundarios debido a la generación de presión pasiva en el relleno posterior del estribo.

## **2.4 ESTADO DEL ARTE Y DE LA PRACTICA EN EL PRESENTE PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES.**

La implementación del uso de puentes con estribos integrales ha sido acompañada por el desarrollo de investigaciones en cuanto a las características estructurales y de comportamiento de los mismos. Dichas investigaciones se han realizado en diversos estados de E.E.U.U.; existiendo variados abstractos que son publicados en la red de Internet por diversos autores. En estos abstractos se puede apreciar muchos aspectos que son tratados, estando orientadas las investigaciones, en general, a calificar la seguridad estructural y/o rechazo para este tipo de estructuras.

La mayor parte de los estudios encontrados en Internet se refieren a investigaciones sobre el comportamiento de los puentes integrales, debido a los cambios de temperatura, ya que se generan grandes esfuerzos para esta condición. En cuanto al área de análisis y diseño, es muy difícil resumir en pocas palabras estudios tan complejos como los referidos, debido a que cada uno de ellos cubre diferentes aspectos de los puentes con estribos integrales.

Entre los estudios realizados tenemos uno que trata sobre puentes a base de acero, que comprende un procedimiento para el diseño de puentes con estribos integrales de múltiples claros. Dicho estudio fue realizado por J.A. Way y A.R. Biddle<sup>5</sup> en el año de 1998. El puente de múltiples claros que se analizó consistía en estribos soportados por pilotes "H", apoyos intermedios en pilas tubulares y un tablero con vigas y losa mixta. En el estudio se utilizaron técnicas numéricas computarizadas para incluir, en los cálculos, los efectos de la interacción suelo-estructura; además los cálculos se acompañaron de comentarios que explicaban el soporte de los métodos usados y los parámetros escogidos. Finalmente se propusieron soluciones para la unión integral entre los pilotes "H" y el tablero mixto, y se estudio el efecto de las cargas de impacto en los apoyos intermedios.

---

<sup>5</sup> "Integral Steel Bridges: Design of Multi-Span Bridge, Worked Example", The Steel Construction Institute.

Algunos estudios sobre el comportamiento sísmico de puentes con estribos integrales han sido realizados. La mayoría de especificaciones y reglamentos de diseño, utilizando un análisis sísmico, requieren que el período y la razón de amortiguamiento sean determinados para cada modo de vibración significantes. La estimación de las propiedades de vibración no es tan simple como parece; en general los períodos de vibración se calculan a partir de las propiedades de rigidez y masa de la estructura. La principal dificultad en los puentes, surge debido a la falta de procedimientos exactos para estimar la rigidez de los estribos, aunque en muchas especificaciones y reglamentos se proponen métodos iterativos basados en reglas simples, para determinar la rigidez de los mismos.

Por otra parte las propiedades de amortiguamiento de la estructura no pueden ser calculadas a partir de las dimensiones y tamaños de los miembros estructurales, y/o de las propiedades de amortiguamiento de los materiales estructurales. Es así como en 1997 Goel R.K.<sup>6</sup>, midió las propiedades de vibración a partir del movimiento de un puente con estribos integrales de concreto reforzado, de dos claros, durante eventos sísmicos recientes; lo que proporcionó un medio más directo para verificar y mejorar los reglamentos actuales. Los datos obtenidos en este estudio se utilizaron para investigar como la participación del estribo afecta a las propiedades de vibración de un puente con estribos integrales; y un parámetro simple fue definido para cuantificar la participación de los estribos en la respuesta sísmica, de tales puentes.

La investigación mostró que el período se elonga y la razón de amortiguamiento se incrementa cuando la intensidad de la sacudida se incrementa; lo que demuestra que el período de vibración transversal y la razón de amortiguamiento del puente dependen significativamente del nivel de sacudida durante el sismo. Por otra parte los datos sobre períodos, modos de deformación y el parámetro de flexibilidad del estribo indicaron que el estribo provee suficiente restricción al movimiento del puente para niveles bajos de sacudida. Como resultado de los

---

<sup>6</sup> "Earthquake Characteristics of Bridges with Integral Abutments", Journal of Structural Engineering ASCE.

cambios en las propiedades de vibración, las demandas de fuerzas y deformaciones sobre los miembros resistentes a carga lateral, diferentes de los estribos, pueden incrementarse significativamente.

Además el comportamiento en modos, los cuales incluyen participación significativa de los estribos, tales como el primer modo transversal, pueden ser significativamente superior al 5% usado en la práctica. A partir de estos datos de amortiguamiento fueron desarrollados formulas empíricas para determinar valores máximos y mínimos de amortiguamiento en el primer modo transversal de vibración en puentes con estribos integrales.

Otros autores también han investigado la influencia de los estribos integrales en la respuesta dinámica del puente, entre ellos tenemos a Martínez Cutillas, Sagrario Gómez, y Alarcon Alvarez E<sup>7</sup>. En este estudio realizado en 1996, un modelo analítico simplificado de un puente de claro pequeño es propuesto. Los efectos de la interacción inercial entre las pilas de fundación y los estribos fueron incluidos con el objeto de evaluar la sensibilidad de la respuesta ante diferentes valores de la interacción suelo-estructura. La frecuencia natural y las propiedades de amortiguamiento son modificadas para este tipo de puentes donde la cubierta esta integrada al estribo.

En 1998, Priestley, M.J. Nigeli; y Seible, Frieder<sup>8</sup>, realizaron una investigación sobre estructuras actuales de puentes. El programa de investigación que fue planeado para durar tres años incluía los siguientes estudios: a) la respuesta sísmica de pilas de puentes con columnas huecas, b) columnas confinadas con alta resistencia reforzadas, c) desempeño sísmico de pilotes, colados dentro de pozos perforados, soportando zapatas, d) construcción de segmentos de puentes prefabricados en zonas sísmicas, e) caracterización de la respuesta de los conectores para cortante bajo cargas sísmicas, f) respuesta sísmica de pilas huecas de

---

<sup>7</sup> " Abutments Influence in the Bridge Dinamic Response of Bridges", European Earthquake Engineering.

<sup>8</sup> "Current Structural Bridge Research at UCSD", Proceedings of the 5<sup>th</sup> CALTRANS Seismic Research Workshop: California Department of Transportation Engineering Service Center.

concreto con elementos en las esquinas altamente confinados, y g) conexión integral de una superestructura de acero a una subestructura de concreto.

Una investigación del desempeño de puentes integrales en regiones sísmicas fue realizada por Siddharthan R., Elgamal M., y Maragakis E.A.<sup>9</sup> Para verificar las suposiciones hechas en el diseño convencional, sobre los desplazamientos en los estribos, registros de terremotos ocurridos fueron utilizados. Una base de datos de los desplazamientos para estribos típicos pequeños y altos, que han sido diseñados usando la aproximación convencional, fue generada a partir de 22 historias de excitaciones sísmicas obtenidas de terremotos con magnitudes entre 6.5 y 7.0 en la escala Richter. El estudio mostró que los estribos diseñados de acuerdo con las aproximaciones convencionales no sufrirán grandes desplazamientos durante moderados o fuertes movimientos sísmicos.

Otras investigaciones que se han realizado sobre los puentes con estribos integrales se han enfatizado en la interacción del suelo con la estructura. El manejo de la interacción suelo estructura en el análisis y diseño de puentes con estribos integrales es problemático, ya que usualmente es requerido un análisis iterativo en el que las reacciones del suelo son ajustadas manualmente dependiendo del nivel de deformación atrás del estribo y adyacente a cada pilote soportante. Es así como John M. Ting y Susan Faraji<sup>10</sup> de la Administración Federal de Carreteras, a través del Departamento de carreteras de Massachusetts, desarrollaron un proyecto de investigación, sustentados en deseo de diseñar y construir claros de puentes más grandes con alineamiento esviado o sin esviaje y además evaluar el desempeño de estos puentes durante una excitación sísmica. Con este fin se presentó un plan de investigación orientado a aquellas deficiencias para desarrollar nuevas herramientas de análisis y diseño tales como, un código de análisis por computadora a través de elementos finitos, el cual incorpora la interacción suelo-estructura no lineal lateral. Los resultados obtenidos utilizando el código de análisis por computadora a través de elementos finitos fueron comparados con los

---

<sup>9</sup> "Investigation of Performance of Bridges Abutments in Seismic Regions", Journal of Structural Engineering ASCE.

datos medidos en un modelo de prueba a escala natural y con los del puente instrumentado en Orange-Wendell. Con esto se busca evaluar la importancia relativa del esviaje, los efectos de la respuesta tridimensional no lineal del suelo; así como desarrollar lineamientos de diseño para puentes con estribos integrales.

Como se mencionó anteriormente la mayoría de las investigaciones fueron realizadas en EE.UU. Sin embargo en muchos otros países también se ha empezado a trabajar en puentes con estribos integrales; tal es el caso de Corea, donde el Centro de Investigaciones en Carreteras<sup>11</sup> ha trabajado en puentes integrales desde 1996, y además actualmente se construye un puente integral de 90 metros de largo, 3 claros, utilizando vigas prefabricadas de concreto, el cual será finalizado en el año 2000.

---

<sup>10</sup> "Streamlined Analysis and Design of Integral Abutment Bridges", Federal Highway Administration.

<sup>11</sup> Highway Research Center; Geotechnical Engineering Research Division, Korea.

**CAPITULO III.**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN  
PUENTE CON ESTRIBOS  
INTEGRALES.**

### **3.1 BREVE DESCRIPCION DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO.<sup>12</sup>**

El río Roldán se encuentra a unos dos kilómetros al Noreste de San Marcos Lempa. El tramo del camino que pasa por el río Roldán, en el cruce, tiene una longitud aproximada de 56.8 metros, presentando un esviaje de 20° con respecto al eje del cauce.

El ancho del camino es de aproximadamente 8 metros y el ancho del cause en el punto de emplazamiento es de 35 metros. La altura de los taludes es de 5 metros para el mayor y para el más bajo es de 2.5 metros. Estos presentan una inclinación casi vertical.

A partir del análisis hidrológico de la cuenca del río Roldán se ha determinado un área aproximada de 31.06 Km<sup>2</sup>; además su pendiente en el sitio de emplazamiento es de 0.13%, y la longitud de su cauce principal es aproximadamente de 13.14 kilómetros.

### **3.2 MEMORIA DESCRIPTIVA.**

La presente memoria descriptiva trata del puente sobre el río Roldán en la ruta que conduce desde San Marco Lempa al Cantón Linares del Caulotal, en el departamento de Usulután.

Este puente originalmente diseñado para un camino rural, ha sido desarrollado en el presente estudio para una carretera secundaria. La solución presentada es un puente de dos claros, cada uno de 24.00 metros, cuyos estribos están integrados con la superestructura, es decir que las vigas y la losa están embebidas en los estribos, como se muestra en las figuras No. 3.1 y 3.2.

Como puede verse en la figura No. 3.3, la superestructura tiene un ancho de 9.73 metros: un ancho efectivo de rodaje de 7.00 metros (3.5 metros por carril), y 1.20 metros de acera a cada lado del puente. La superestructura está formada por cuatro vigas de acero del tipo "sección W" espaciadas a cada 2.43 metros. Estas vigas soportan una sección compuesta de

---

<sup>12</sup> Tomado de "Gufa para el Diseño de Puentes de Concreto Reforzado en Caminos Rurales y Vecinales.

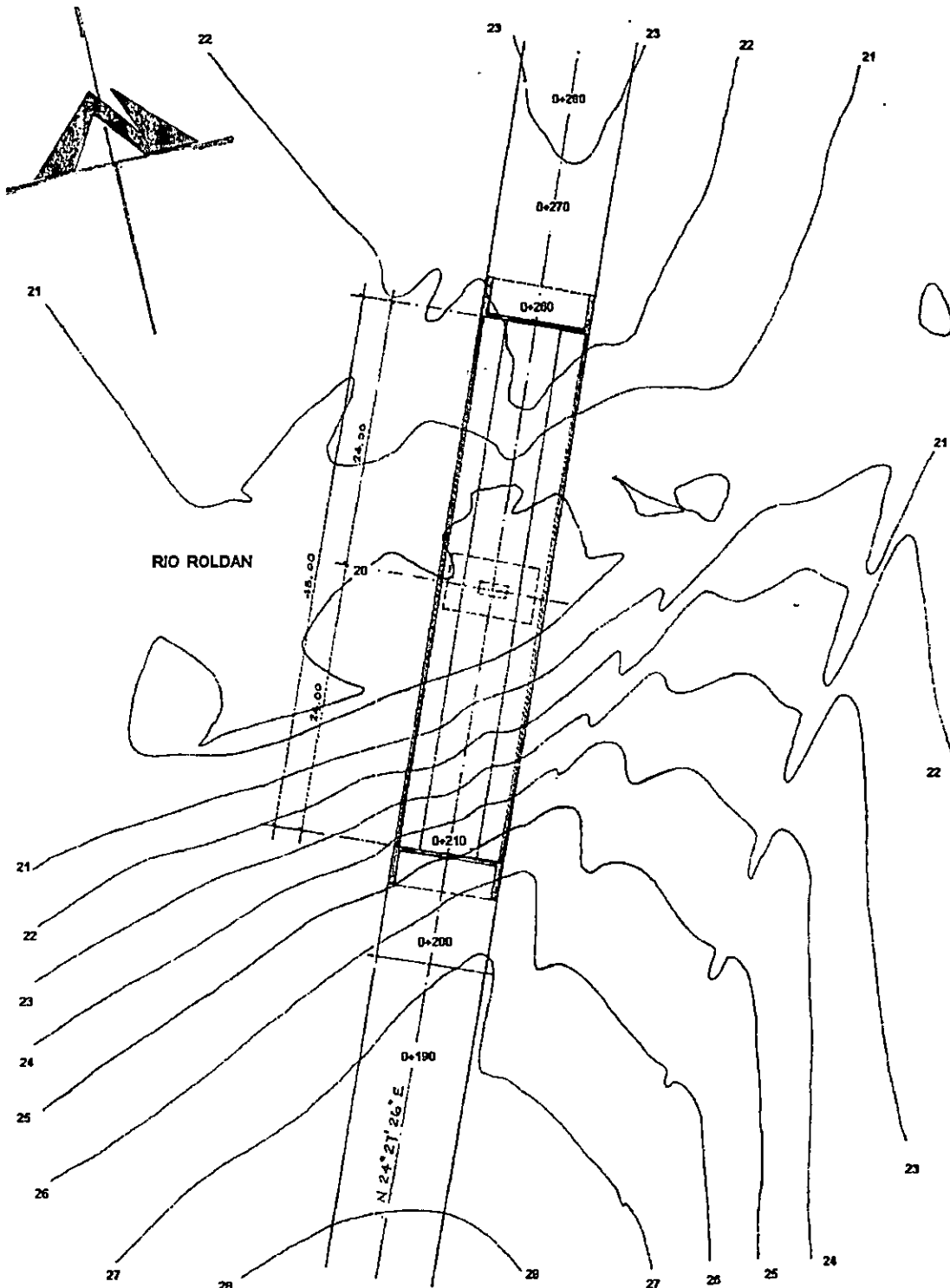


FIGURA 3.1. PLANTA DEL PUENTE SOBRE EL RIO ROLDAN.

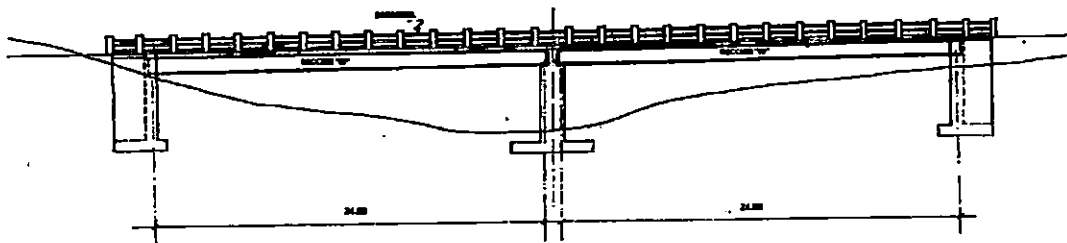


FIGURA 3.2. ELEVACION LATERAL DEL PUENTE.

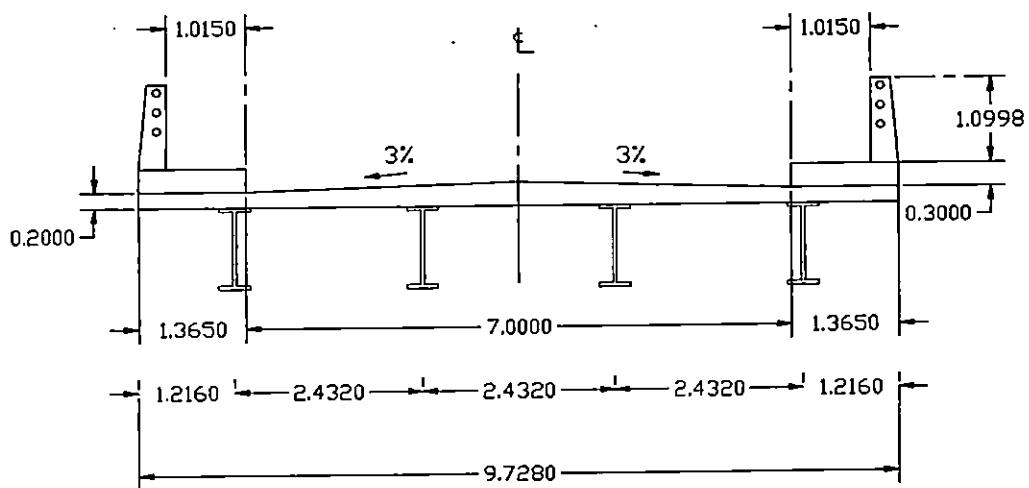


FIGURA 3.3. SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.

concreto de 20 cm de espesor. La solución estructural escogida fue hacer trabajar las vigas de sección "W" conjuntamente con la losa.

El puente ha sido diseñado con la Especificación Estándar para Puentes en Carreteras según A.A.S.H.T.O. de 1996 (16ª Edición). Los métodos de diseño utilizados son dos: el método de esfuerzos de diseño y factores de carga y el método de cargas de servicio y esfuerzos admisibles. El camión de diseño utilizado para la carga viva es el HS-20-44; además se ha desarrollado un análisis sísmico para determinar la carga estática lateral equivalente para el diseño sísmico.

### 3.2.1 LOSA.

La losa, los barandales y la acera han sido diseñados para una resistencia del concreto a la compresión  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y una resistencia de fluencia del acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.2.2 VIGAS Y DIAFRAGMAS.

Para los claros de 24.00 metros se utilizaron vigas de acero de "sección W". El acero será del tipo estructural (AASHTO M 270 ó ASTM A 709) grado 36, con una resistencia mínima a la fluencia de 36,000 psi, y una resistencia mínima a la tensión de 58,000 psi.

Se proporcionarán diafragmas en las partes intermedias de las vigas y en el extremo de la viga que corresponde a la pila central. Los diafragmas consistirán de secciones "W" de acero estructural similar al utilizado para las vigas.

### 3.2.3 ESTRIBOS.

Los estribos serán de concreto reforzado en su totalidad, debido al tipo de puente que se está diseñando. Se tomó para el diseño un peso volumétrico de  $2.4 \text{ Ton/m}^3$  para el concreto y  $1.78 \text{ Ton/m}^3$  para el suelo. Se utilizó una resistencia del concreto a la compresión  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , y una resistencia a fluencia del acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . Para la cimentación de los

estribos se utilizarán zapatas. El ángulo de fricción interna considerado fue de  $35^\circ$ . La capacidad de carga del suelo considerada fue de  $3.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 3.2.4 PILA.

La pila será de concreto reforzado y consiste en una columna rectangular de 2.44 por 1.22 metros. El concreto tendrá una resistencia  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y el acero,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . La pila estará cimentada sobre una zapata.

### **3.3 MEMORIA DE CALCULO.**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-1

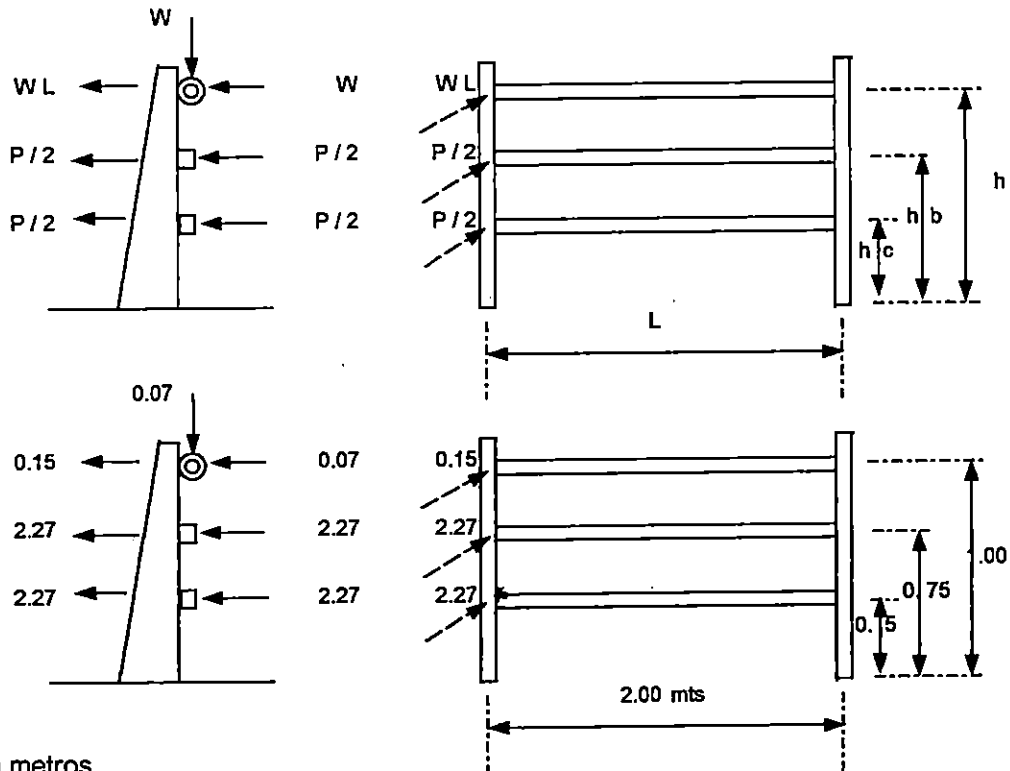
**3.3.1 DISEÑO DEL BARANDAL.**

**GEOMETRIA Y DISTRIBUCION DE CRAGAS EN EL BARANDAL.**

Alturas	DIMENSIONES DEL BARANDAL				Art 2.7.1.2
	Mínimo		Máximo		
	plg	mts.	plg	mts.	
<b>h</b>	42	1.067	-	-	
<b>hb</b>	27	0.686	35	0.889	
<b>hc</b>	15	0.381	20	0.508	

	CARGAS DE DISEÑO				Art 2.7.1.3
	kips	ton	kips / pie	ton / mt	
<b>P</b>	10	4.54	-	-	
<b>CP</b>	10	4.54	-	-	
<b>W</b>	-	-	0.05	0.07	

De la Figura 2.7.4 B tenemos que:



Cotas en metros.  
Fuerzas en toneladas.

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-2

De Art.2.7.1.3.1

$$\begin{array}{rcl} h & > & 33 \\ 39.37 & > & 33 \end{array}$$

$$C = 1 + (hb - 33) / 18 \geq 1$$

$$C = 0.81 \geq 1 \quad \text{NO}$$

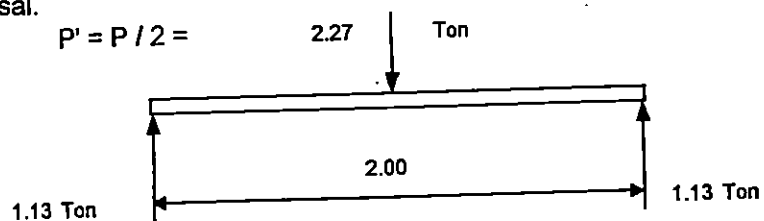
Tomar  $C = 1.00$

Separación entre postes:

$$1.5 < L < 2.0 \quad \text{OK!!}$$

DISEÑO DE BARANADA.

Dirección Transversal.



Cortante Transversal.

Art. 2.7.1.3.4

$$V = P' = P / 2$$

$$V = 2.27 \quad \text{Ton}$$

Flexión Transversal.

Art. 2.7.1.3.5

$$M = P' \times L / 6$$

$$M = 0.76 \quad \text{Ton - m}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-3

Dirección Vertical.

Flexión Vertical.

Considerando el peso propio de un tubo galvanizado de 6" de diámetro. ( 18.97 lb / pie)

$$\begin{aligned} \text{Peso Propio :} & \quad 0.028 \quad \text{ton / m} \\ \text{Carga Peatonal :} & \quad 0.07 \quad \text{ton / m} \\ \text{CM =} & \quad 0.10 \quad \text{ton / m} \\ \text{W = CM =} & \quad 0.10 \quad \text{ton / m} \\ \text{M =} & \quad 0.1 \times W \times L^2 \\ \text{M =} & \quad 0.041 \quad \text{ton - m} \end{aligned}$$

Cortante Vertical.

$$\begin{aligned} \text{V =} & \quad W \times L \\ \text{V =} & \quad 0.205 \quad \text{ton} \end{aligned}$$

Comparando los momentos y cortantes obtenidos para las dos direcciones analizadas:

$$\begin{aligned} \text{Mt =} & \quad 0.76 \quad \text{ton - m} & \quad \text{Rige:} & \quad \mathbf{0.76} \quad \text{ton - m} \\ \text{Mv =} & \quad 0.041 \quad \text{ton - m} \\ \text{Vt =} & \quad 2.27 \quad \text{ton} & \quad \text{Rige:} & \quad \mathbf{2.27} \quad \text{ton} \\ \text{Vv =} & \quad 0.205 \quad \text{ton} \end{aligned}$$

Utilizando tubo galvanizado para el diseño.

Y aplicando el método de esfuerzos permisibles tenemos que:

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-4

Diseño por Flexión.

Máximo Momento a Flexión:

Art. 2.7.4.2

$$F_b = 0.6 \times F_y$$

$$F_y = 36 \text{ Ksi (A.I.S.C.)}$$

$$F_b = (M \times c) / I = M / S$$

$$M = F_b \times S$$

Diámetro Nominal	S plg3	S cm3	Fb kg / cm2	Mr ton - m	M de Diseño ton - m	Diferencia Mr - M
2	0.56	9.18	1518	0.139	0.76	-0.617
2 1/2	1.06	17.37	1518	0.264	0.76	-0.492
3	1.72	28.19	1518	0.428	0.76	-0.328
3 1/2	2.39	39.17	1518	0.595	0.76	-0.161
4	3.21	52.60	1518	0.799	0.76	0.043
5	5.45	89.31	1518	1.356	0.76	0.600
6	8.5	139.29	1518	2.115	0.76	1.359

Máxima capacidad de corte.

Art. 2.7.4.2

$$F_v = 0.33 \times F_y$$

$$F_y = 36 \text{ Ksi (A.I.S.C.)}$$

$$F_v = (V \times Q) / (I \times b)$$

$$V = F_v \times I \times b / Q$$

$$Q = A \times Y_{cg}$$

Diámetro Nominal	De plg	Ae plg2	t plg	Ai plg2	Y int. plg	Y ext. plg
2	2.375	4.43	0.154	3.36	0.50	0.44
2 1/2	2.875	6.49	0.203	4.79	0.61	0.52
3	3.5	9.62	0.216	7.39	0.74	0.65
3 1/2	4	12.57	0.226	9.89	0.85	0.75
4	4.5	15.90	0.237	12.73	0.95	0.85
5	5.563	24.31	0.258	20.01	1.18	1.07
6	6.665	34.89	0.280	29.27	1.41	1.30

PROYECTO: DISEÑO DE PUNTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-5

Diámetro Nominal	Q plg3	Ycg plg2	Q cm3	I (tablas) plg4	I cm4	Fv kg / cm2
2	0.252	0.235	4.130	0.67	27.72	835.10
2 1/2	0.480	0.282	7.871	1.53	63.68	835.10
3	0.773	0.347	12.669	3.02	125.70	835.10
3 1/2	1.069	0.399	17.520	4.79	199.37	835.10
4	1.431	0.451	23.454	7.23	300.94	835.10
5	2.415	0.562	39.568	15.20	632.67	835.10
6	3.798	0.676	62.233	28.10	1169.61	835.10

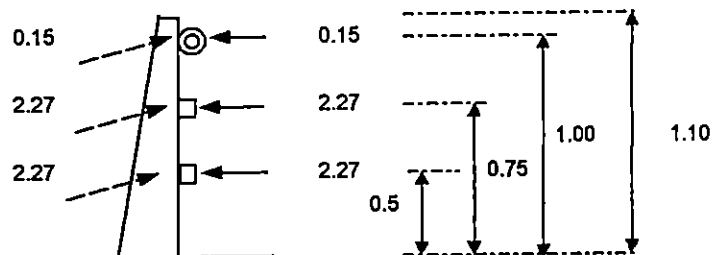
Diámetro Nominal	b = 2t plg	Vr ton	b cm	V ton	Vr - V ton
2	0.308	4.386	0.782	2.27	2.12
2 1/2	0.406	6.968	1.031	2.27	4.70
3	0.432	9.092	1.097	2.27	6.82
3 1/2	0.452	10.911	1.148	2.27	8.64
4	0.474	12.901	1.204	2.27	10.63
5	0.516	17.501	1.311	2.27	15.23
6	0.560	22.324	1.422	2.27	20.06

A partir de los datos de las tablas anteriores se concluye que:

**Usar tubo galvanizado de: 4 plg. de diámetro.**

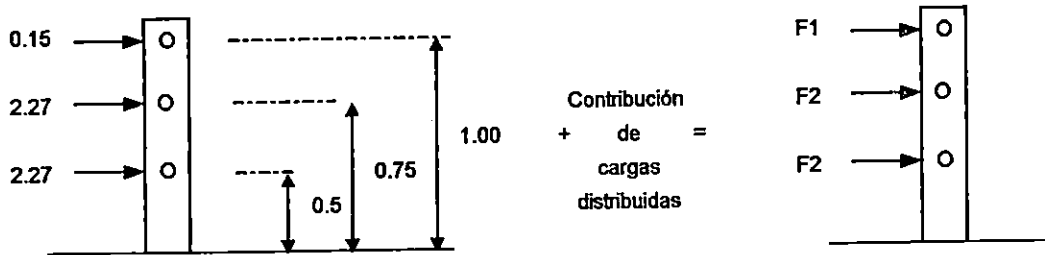
#### DISEÑO DEL POSTE.

Cargas que actúan sobre el poste.

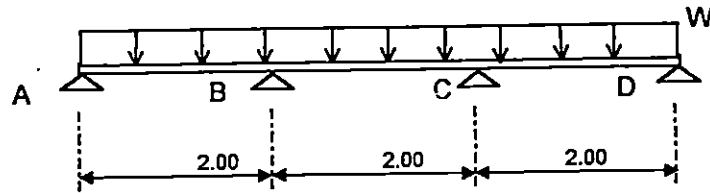


<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-6

Condiciones de carga transversal y longitudinal al poste. Art. 2.7.1.3.3



Contribución de la carga longitudinal distribuida. Art. 2.7.1.3.3



$$P' = P / 2$$

$$W = (P' / 2) / (3 L)$$

Cálculo de las reacciones :

Según el A.I.S.C. ( pag 2 - 216 ) para el sistema mostrado arriba se tiene que:

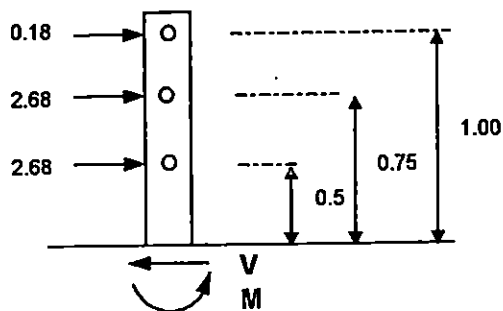
$$R = 1.10 \times W \times L$$

$$F = P' + R$$

	Para F1		Para F2	
<b>P'</b>	0.15	ton	2.27	ton
<b>W</b>	0.01	ton / m	0.19	ton / m
<b>R</b>	0.03	ton	0.42	ton
<b>F</b>	0.18	ton	2.68	ton

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-7

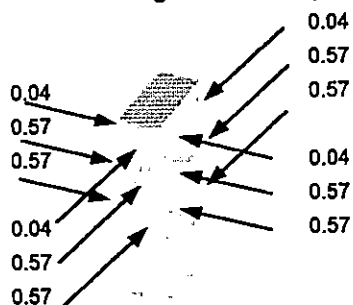
Cálculo de las reacciones para la condición de carga longitudinal y transversal:



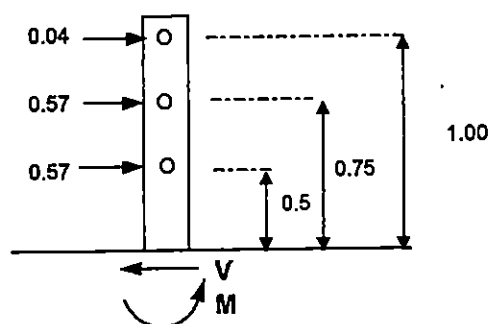
$$M = 3.53 \text{ ton - m}$$

$$V = 5.54 \text{ ton}$$

Condición de carga trasera al poste.



Art. 2.7.1.3.3



$$F1' = P' / 4 = 0.04 \text{ ton}$$

$$F2' = P' / 4 = 0.57 \text{ ton}$$

$$M = 0.75 \text{ ton - m}$$

$$V = 1.17 \text{ ton}$$

Diseño Estructural. ( Método de Esfuerzos Admisibles )

Cálculo de constantes.

$$f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$Ec = 252671.328 \text{ kg / cm}^2$$

$$Es = 2030000 \text{ kg / cm}^2$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-8

$$n = E_s / E_c = 8.03$$

$$k = n / (n + f_s / f_c) = 0.35$$

$$j = 1 - k / 3 = 0.88$$

$$R = f_c \times k \times j / 2 = 17.26$$

Esfuerzos Admisibles.

Art.8.15.2

$$f_c = 0.4 \times f'_c = 112 \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK !!}$$

$$f_s = 0.4 \times f_y = 1680 \leq 1687.08 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK !!}$$

Para la condición de carga transversal y longitudinal al poste ( frente al tráfico ).

Utilizando una sección de concreto de 25 x 25 reforzada con varilla No. 6 tenemos:

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 2.5 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$\phi \text{ No 4} = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_{\text{No.6}} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$M = 3.53 \text{ ton - m}$$

Peralte efectivo:  $d = h - \text{rec} - \phi \text{ No 4}$

$$d = 21.23 \text{ cm}$$

Cantidad de Acero requerido:

$$A_s = M / (f_s \times j \times d)$$

$$A_s = 11.20 \text{ cm}^2$$

Usar 4 No. 6

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-9

Para la condición de carga trasera al poste.

Utilizando una sección de concreto de 25 x 25 reforzada con varilla No. 5 tenemos:

$$b = \boxed{25} \text{ cm}$$

$$\text{rec} = \boxed{2.5} \text{ cm}$$

$$h = \boxed{25} \text{ cm}$$

$$\phi \text{ No 4} = \boxed{1.27} \text{ cm}$$

$$A_{\text{No.6}} = \boxed{2} \text{ cm}^2$$

$$M = \boxed{0.75} \text{ ton - m}$$

Peralte efectivo:  $d = h - \text{rec} - \phi \text{ No 4}$

$$d = 21.23 \text{ cm}$$

Cantidad de Acero requerido:

$$A_s = M / (f_s \times j \times d)$$

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2$$

Usar 2 No. 5

Diseño por Cortante.

Art.8.15.5

$$V = \boxed{5.54} \text{ ton}$$

$$d' = \boxed{21.23} \text{ cm}$$

$$b = \boxed{25.00} \text{ cm}$$

$$A_{\text{No.4}} = \boxed{1.27} \text{ cm}^2$$

$$v = V / (b \times d')$$

$$v = 10.44 \text{ ton}$$

$$v_c = 0.79 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 13.22 \text{ ton}$$

El concreto absorbe todo el cortante. Usar refuerzo mínimo.

$$10.44 < 13.22$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	<b>30/09/1999</b>	<b>HOJA No. SP-10</b>

Refuerzo mínimo por cortante.

Art. 8.19

$$A_v = (50 \times b_w \times s) / f_y = (0.344750 \times b_w \times s) / f_y$$

$$s = (A_v \times f_y) / (0.344750 \times b_w)$$

$$s_{max} = 62 \text{ cm}$$

**Usar No. 4 @ 20 cm**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-11

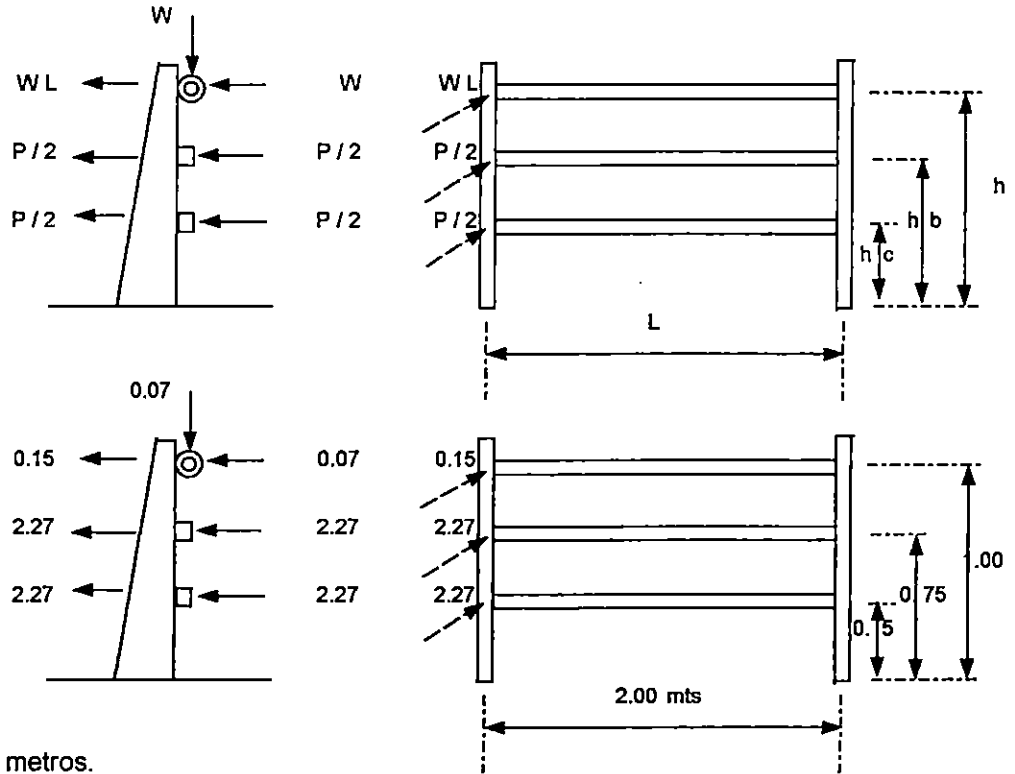
**3.32 DISEÑO DEL CORDON.**

**GEOMETRIA Y DISTRIBUCION DE CRAGAS EN EL BARANDAL.**

Alturas	DIMENSIONES DEL BARANDAL				Art 2.7.1.2
	Mínimo		Máximo		
	plg	mts.	plg	mts.	
<b>h</b>	42	1.067	-	-	
<b>hb</b>	27	0.686	35	0.889	
<b>hc</b>	15	0.381	20	0.508	

	CARGAS DE DISEÑO				Art 2.7.1.3
	kips	ton	kips / pie	ton / mt	
<b>P</b>	10	4.54	-	-	
<b>CP</b>	10	4.54	-	-	
<b>W</b>	-	-	0.05	0.07	

De la Figura 2.7.4 B tenemos que:



Cotas en metros.  
Fuerzas en toneladas.

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-12

De Art.2.7.1.3.1

$$h > 33$$

$$39.37 > 33$$

$$C = 1 + (hb - 33) / 18 \geq 1$$

$$C = 0.81 \geq 1 \quad \text{NO}$$

Tomar  $C = 1.00$

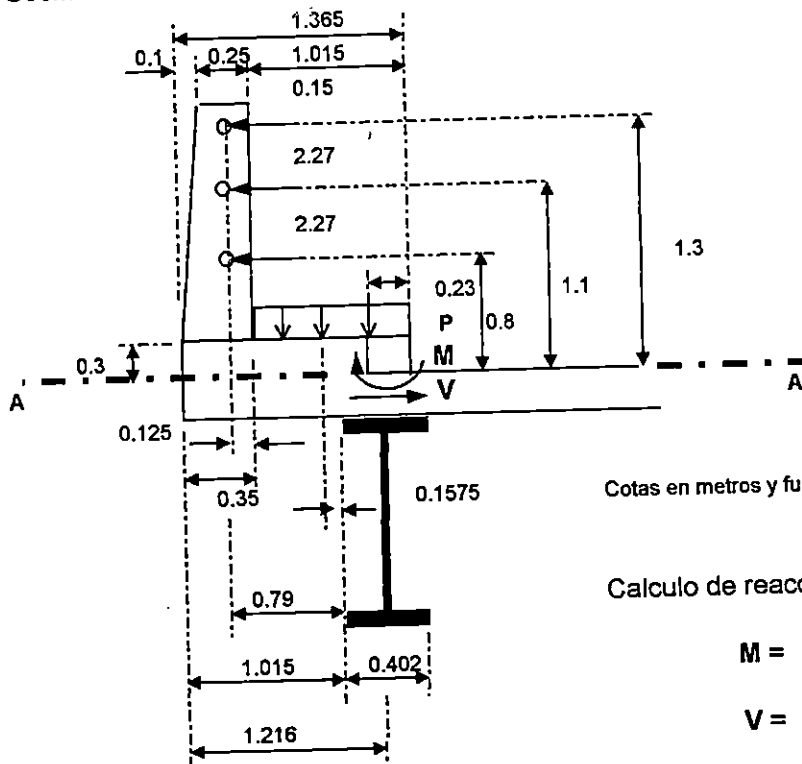
Separación entre postes:

$$1.5 < L < 2.0 \quad \text{OK!!}$$

Caso A . Carga aplicada en una franja de cordón igual a la separación entre postes.

Geometria del barandal y cordón.

Art. 3.14.2.2



Cotas en metros y fuerzas en toneladas.

Calculo de reacciones en el corte A - A :

$$M = 4.39 \quad \text{ton - m}$$

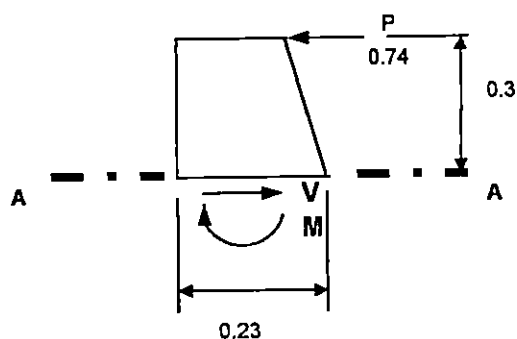
$$V = 4.68 \quad \text{ton}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-13

Caso B . Carga aplicada a una franja de cordón de 1 mt. de largo.

Geometria del cordón.

Art. 3.14.2.1



$$P = 500 \text{ lb / pie}$$

$$P = 0.74 \text{ ton / m}$$

Calculo de las reacciones para el cordón en el corte A - A.

$$M = 0.22 \text{ ton - m}$$

$$V = 0.74 \text{ ton}$$

Comparando los dos Casos de carga se puede ver que rige el Caso A.

Diseño Estructural. ( Método de Esfuerzos Admisibles )

Cálculo de constantes.

$$f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$Ec = 252671.328 \text{ kg / cm}^2$$

$$Es = 2030000 \text{ kg / cm}^2$$

$$n = Es / Ec = 8.03$$

$$k = n / (n + fs / fc) = 0.35$$

$$j = 1 - k / 3 = 0.88$$

$$R = fc \times k \times j / 2 = 17.26$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-14

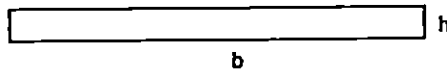
Esfuerzos Admisibles.

Art.8.15.2

$$f_c = 0.4 \times f'_c = 112 \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK !!}$$

$$f_s = 0.4 \times f_y = 1680 \leq 1687.08 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK !!}$$

Diseño por Flexión.



$$b = 200 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 5 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$\phi \text{ No 4} = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_{\text{No.5}} = 2 \text{ cm}^2$$

$$M = 4.39 \text{ ton - m}$$

Peralte efectivo:  $d = h - \text{rec} - \phi \text{ No 4}$ 

$$d = 23.73 \text{ cm}$$

Cantidad de Acero requerido:

$$A_s = M / (f_s \times j \times d)$$

$$A_s = 12.46 \text{ cm}^2$$

Separación requerida.

$$S = (200 \times A_v) / A_s$$

$$S = 32 \text{ cm}$$

Usar **No. 5 @ 25 cm**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-15

Diseño por Cortante.

Art.8.15.5

$$V = 4.68 \text{ ton}$$

$$d' = 23.73 \text{ cm}$$

$$b = 200.00 \text{ cm}$$

$$A_{No.5} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$v = V / (b \times d')$$

$$v = 0.99 \text{ ton}$$

Esfuerzo Cortante horizontal permisible.

Si cuando se construya la acera, cordón, barandal se garantiza una superficie de contacto limpia, pero intensionalmente rugosa, el esfuerzo cortante permisible es de:

$$v_{perm} = 36.00 \text{ lb / plg}^2$$

$$v_{perm} = 2.53 \text{ kg / cm}^2$$

Como el  $v_{perm} > v$  solo será necesario proporcionar un área de refuerzo mínima.

$$A_v = (50 \times b_w \times s) / f_y = (0.344750 \times b_w \times s) / f_y$$

$$s_{max} = 50 \text{ cm}$$

$$A_v = 8.21 \text{ cm}^2$$

Rige el diseño por flexión con respecto al diseño por cortante. Tomar No 5 @ 25.

Pero como en el diseño de la losa el refuerzo perpendicular al tráfico es a @ 9 cm se

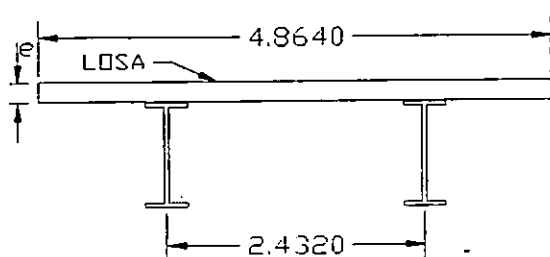
propone:

**Usar No. 5 @ 9 cm**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-16

### 3.33 DISEÑO DE LOSA INTERMEDIA.

Determinación del espesor de la losa apropiado para el control de deflexiones y absorción del cortante:



$$S = 2.432 \text{ mts.}$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cotas en metros.

Usando refuerzo paralelo al tráfico en la losa y considerando claros continuos:

De Art. 8.9, tabla 8.9.2

$$e = (S + 10) / 30 \quad \geq \quad 0.542$$

Donde **S** es la longitud del claro entre vigas. ( Art. 8.8 )

De la geometría del puente:

$$S = 7.98 \text{ pies}$$

$$e = 0.599 \text{ pies}$$

$$e = 18.27 \text{ cms.}$$

$$\text{Usar } e = 20 \text{ cms.}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	HOJA No. SP-17

CARGADO SOBRE LA LOSA:

CARGA MUERTA:

Peso propio: $0.20 \times 2.40 =$	0.48	Ton/m	por ml.
Utilidades Futuras: $0.07 \times 1.75 =$	0.123	Ton/m	por ml.
<b>CARGA MUERTA TOTAL (Wd) =</b>	<b>0.603</b>	<b>Ton/m</b>	<b>por ml.</b>

MOMENTO POR CARGA MUERTA:

La losa se apoyará en vigas de acero conectadas a través de conectores de cortante; y se determinará el refuerzo principal perpendicular al tráfico, por lo que puede ser analizada como simplemente apoyada.

$$M_{max} = (Wd \times l^2) / 8$$

$$M_{max} = (0.603 \times 2.432 \times 2.432) / 8$$

$$M_{max} = 0.445 \quad \text{Ton - m / m}$$

MOMENTO POR CARGA VIVA:

$$\text{DE Art. 3.24.3.1:} \quad 2 < 7.98 < 24 \quad \text{OK}$$

$$MLL = (S + 2) \times P20 / 32 \quad P20 = \boxed{32000} \text{ lbs}$$

$$MLL = 9979.39 \quad \text{lbs - pie / pie}$$

$$MLL = 4.530 \quad \text{Ton - m / m}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-18

**MOMENTO DE DISEÑO:**

DE Art. 3.22 Y TABLA 3.22.1.A:

GRUPO I                       $\chi =$

$\beta d =$        muerta

$\beta l =$        viva

Mu = 10.414 Ton - m / m

**Refuerzo Perpendicular al tráfico.**DE Art. 8.22: RECUBRIMIENTO MINIMO =  plg.

Utilizando el mismo recubrimiento en el lecho inferior y superior tenemos que:

$$d = 14.92 \text{ cm.}$$

DE Art.8.16

$$\phi Mn = 0.9 ( As \times fy (d - a / 2) )$$

$$a = ( As \times fy ) / ( 0.85 \times fc \times b )$$

Tomando un ancho b =  cms

$$A_{No.5} = \text{ cm}^2$$

$$As = 21.42 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando varilla No. 5:

$$S_{req} = 9.34 \text{ cm}$$

Usar No. 5 @ 9.00 cm

**Refuerzo paralelo al tráfico.**

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-19

ACERO DE DISTRIBUCION: Art. 3.24.10.2

Lecho inferior.

$$\% Asp = 220 / \sqrt{S} < \acute{o} = 67\%$$

$$\% Asp = 77.88 \%$$

$$\text{Usar } \% Asp = 67 \%$$

$$Asd = 14.35 \text{ cm}^2$$

Usando varilla No. 5: (  $As = 2.0 \text{ cm}^2$  )

$$S_{req} = 13.94 \text{ cm}$$

$$\text{Usar No. 5 @ } 12.50 \text{ cm}$$

REFUERZO POR TEMPERATURA: Art. 8.20

Lecho superior.

$$Ast = 0.125 \text{ plg}^2 / \text{pie}$$

$$Ast = 2.65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando varilla No. 4: (  $As = 1.27 \text{ cm}^2$  )

$$S_{req} = 47.92 \text{ cm}$$

Separación máxima es de 18" ( 45.72 cm ). Art. 8.20.2

$$\text{Usar No. 4 @ } 45.00 \text{ cm}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-20

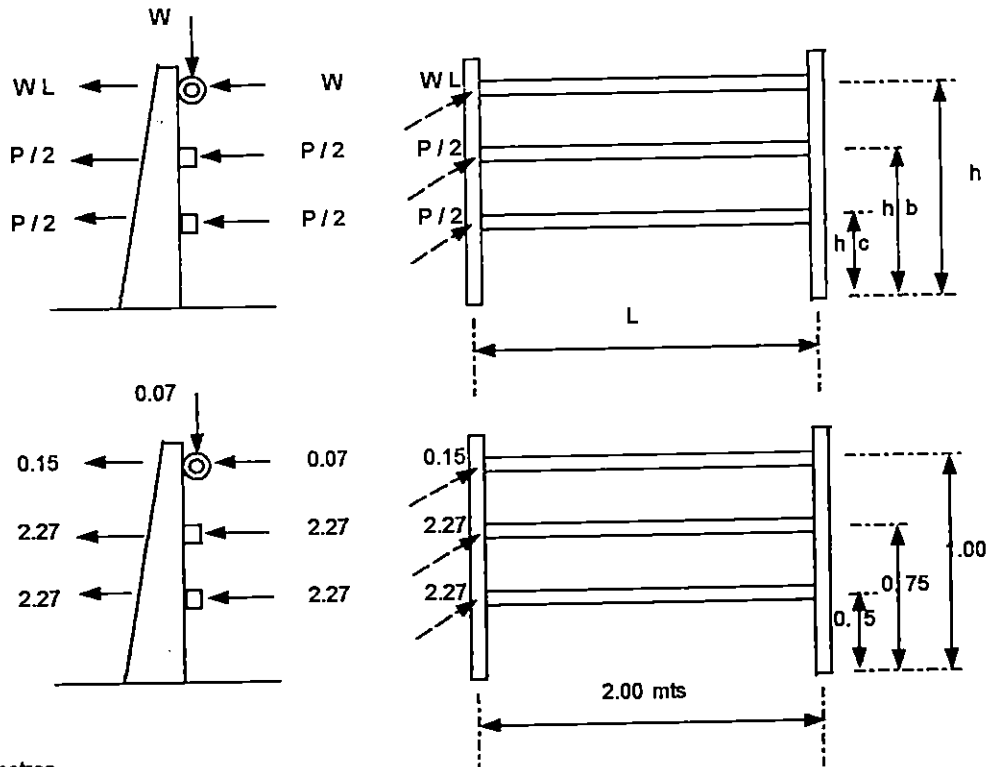
**3.34 DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO. ( Art.3.24.5 )**

**GEOMETRIA Y DISTRIBUCION DE CRAGAS EN EL BARANDAL.**

DIMENSIONES DEL BARANDAL					Art 2.7.1.2
Alturas	Mínimo		Máximo		
	plg	mts.	plg	mts.	
<b>h</b>	42	1.067	-	-	
<b>hb</b>	27	0.686	35	0.889	
<b>hc</b>	15	0.381	20	0.508	

CARGAS DE DISEÑO					Art. 2.7.1.3
	kips	ton	kips / pie	ton / mt	
<b>P</b>	10	4.54	-	-	
<b>CP</b>	10	4.54	-	-	
<b>W</b>	-	-	0.05	0.07	

De la Figura 2.7.4 B tenemos que:



Cotas en metros.  
Fuerzas en toneladas.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-21

De Art.2.7.1.3.1

$$h > 33$$

$$39.37 > 33$$

$$C = 1 + (hb - 33) / 18 \geq 1$$

$$C = 0.81 \geq 1 \quad \text{NO}$$

Tomar  $C = 1.00$

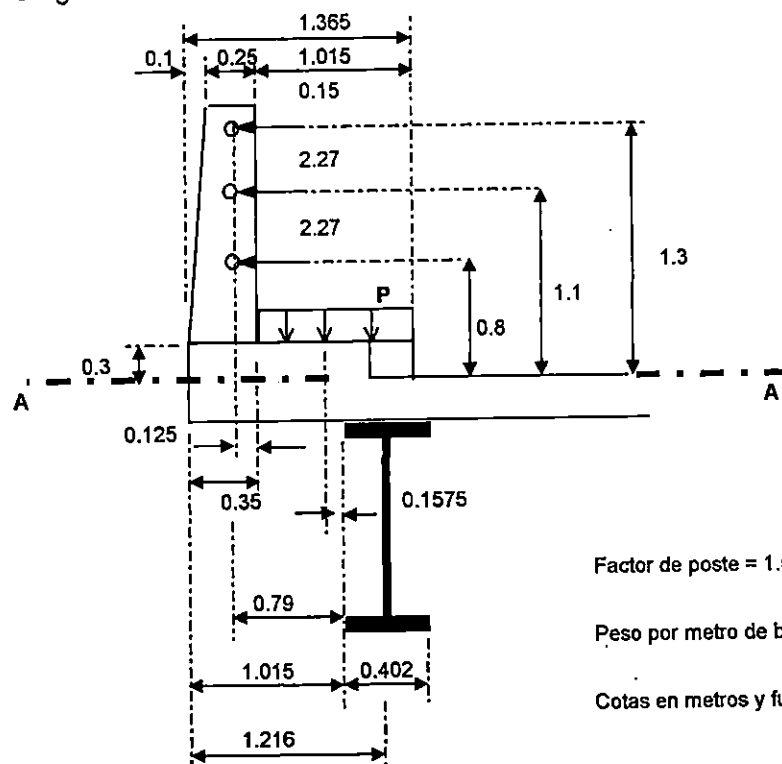
Separación entre postes:

$$1.5 < L < 2.0 \quad \text{OK!!}$$

Caso 1: Carga de Acera y Barandal.

Carga Viva de Barandal

Art. 2.7.1.3.3



Factor de poste = 1.5 postes / m

Peso por metro de barandal = 0.02 ton / m

Cotas en metros y fuerzas en toneladas.

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	HOJA No. SP-22

Longitud efectiva de la losa. Art. 3.24.5.2

$$E = 0.8X + 3.75 = 0.8X + 1.143$$

Donde: X = distancia desde el centro del poste hasta el borde del punto de apoyo.

$$E = 1.775 \text{ mts.}$$

Carga Viva de Acera. Art. 3.14.1

Longitud del puente = 48.00 mts. Ancho W = 1.365 mts

Para una Longitud de puente mayor a 100 pies ( 30.48 mts ) la carga viva será :

$$P = ( 30 + ( 3000 / L ) ) \times ( ( 55 - W ) / 50 )$$

$$P = 49.56 \text{ lb / pie}^2$$

$$P = 0.242 \text{ ton / m}^2$$

Determinación del Momento de Diseño ( M ):

Momento por Cargas Muertas.

Baranda =	$3 \times 0.02 \times 0.79 =$	0.047	ton - m / m
Postes =	$1.5 \times 0.35 \times 0.35 \times 1.1 \times 2.4 \times 0.79 =$	0.383	ton - m / m
Acera =	$1.365 \times 0.3 \times 2.4 \times 0.6825 =$	0.671	ton - m / m
Losa =	$1.216 \times 0.2 \times 2.4 \times 0.608 =$	0.355	ton - m / m
	<b>Md =</b>	<b>1.456</b>	<b>ton - m / m</b>

Momento por Cargas Vivas.

De Art. 3.8.1.2 no se aplicará factor de impacto a carga viva en acera.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-23

Acera =	$0.242 \times 1.775 \times 0.1575 =$	0.07	ton - m / m
Baranda =	Momento en corte A - A =	4.39	ton - m / m
	ML =	4.46	ton - m / m

Momento de diseño:

$$M = 5.91 \text{ ton - m / m}$$

Determinación del Cortante de diseño ( V ):

Cortante por Cargas Muertas.

Baranda =	$3 \times 0.02 =$	0.060	ton / m
Postes =	$1.5 \times 0.35 \times 0.35 \times 1.1 \times 2.4 =$	0.485	ton / m
Acera =	$1.365 \times 0.3 \times 2.4 =$	0.983	ton / m
Losa =	$1.216 \times 0.2 \times 2.4 =$	0.584	ton / m
	Vd =	2.112	ton / m

Cortante por Cargas Vivas.

$$VL = P \times E$$

$$VL = 0.242 \times 1.775$$

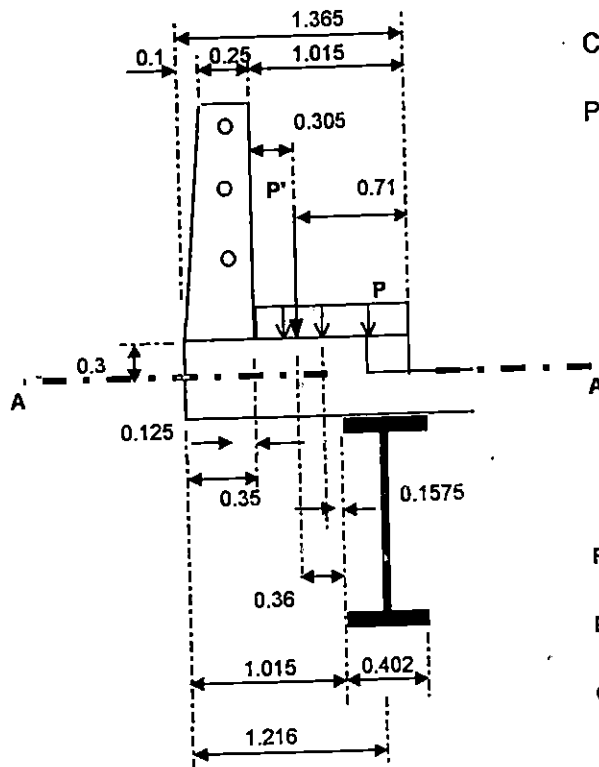
$$VL = 0.429 \text{ ton / m}$$

Cortante de diseño:

$$V = 2.54 \text{ ton / m}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-24

Caso 2: Carga de Acera y Rueda.



Carga Viva de Rueda trasera:

Para el camión HS20 - 44 se tiene:

$$P' = 16,000.00 \text{ lb}$$

$$P' = 7.26 \text{ ton}$$

Factor de poste = 0.5 postes / m

Peso por metro de barandal = 0.02 ton / m

Cotas en metros y fuerzas en toneladas.

Art. 3.24.5.2

Longitud efectiva de la losa.

$$E = 0.8X + 3.75 = 0.8X + 1.143$$

Donde: X = distancia desde el centro del poste hasta el borde del punto de apoyo.

$$E = 1.431 \text{ mts.}$$

Carga Viva de Acera.

Art. 3.14.1

Longitud del puente = 48.00 mts.

Ancho W = 1.365 mts

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	HOJA No. SP-25

Para una Longitud de puente mayor a 100 pies ( 30.48 mts ) la carga viva será :

$$P = ( 30 + ( 3000 / L ) ) \times ( ( 55 - W ) / 50 )$$

$$P = 49.56 \quad \text{lb / pie}^2$$

$$P = 0.242 \quad \text{ton / m}^2$$

Determinación del Momento de Diseño ( M ):

Momento por Cargas Muertas.

Baranda =	$3 \times 0.02 \times 0.79 =$	0.047	ton - m / m
Postes =	$0.5 \times 0.35 \times 0.35 \times 1.1 \times 2.4 \times 0.79 =$	0.128	ton - m / m
Acera =	$1.365 \times 0.3 \times 2.4 \times 0.6825 =$	0.671	ton - m / m
Losa =	$1.216 \times 0.2 \times 2.4 \times 0.608 =$	0.355	ton - m / m
	<b>Md =</b>	1.201	ton - m / m

Momento por Cargas Vivas.

Acera =	$0.242 \times 1.431 \times 0.1575 =$	0.05	ton - m / m
Rueda + Impacto =	$7.26 \times 0.36 \times 1.3 =$	3.40	ton - m / m
	<b>ML =</b>	3.45	ton - m / m

Momento de diseño:

$$M = 4.65 \quad \text{ton - m / m}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-26

Determinación del Cortante de diseño ( V ):

Cortante por Cargas Muertas.

Baranda =		$3 \times 0.02 =$	0.060	ton / m
Postes =	$0.5 \times 0.35 \times 0.35 \times 1:1 \times 2.4 =$		0.162	ton / m
Acera =	$1.365 \times 0.3 \times 2.4 =$		0.983	ton / m
Losa =	$1.216 \times 0.2 \times 2.4 =$		0.584	ton / m
		<b>Vd =</b>	1.788	ton / m

Cortante por Cargas Vivas.

Acera =	$0.242 \times 1.431 =$	0.346	ton / m
Rueda + Impacto =	$7.26 \times 1.3 =$	9.438	ton / m
	<b>VL =</b>	9.784	ton / m

Cortante de diseño:

$$V = 11.57 \text{ ton / m}$$

Comparando los dos casos de carga analizados se diseñará con:

$$Mu = 5.91 \text{ ton - m / m}$$

$$Vu = 11.57 \text{ ton / m}$$

Diseño estructural. ( Método de Esfuerzos Admisibles )

Cálculo de constantes.

$$f'c = \boxed{280} \text{ kg / cm}^2$$

$$fy = \boxed{4200} \text{ kg / cm}^2$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-27

$$E_c = 252671.328 \text{ kg / cm}^2$$

$$E_s = 2030000 \text{ kg / cm}^2$$

$$n = E_s / E_c = 8.03$$

$$k = n / (n + f_s / f_c) = 0.35$$

$$j = 1 - k / 3 = 0.88$$

$$R = f_c \times k \times j / 2 = 17.26$$

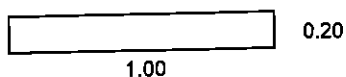
Esfuerzos Admisibles.

Art.8.15.2

$$f_c = 0.4 \times f'_c = 112 <= 2520 \text{ kg / cm}^2 \text{ OK !!}$$

$$f_s = 0.4 \times f_y = 1680 <= 1687.08 \text{ kg / cm}^2 \text{ OK !!}$$

Análisis para 1 mt lineal de losa.



Refuerzo en lecho superior e inferior perpendicular al tráfico.

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 5 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$\phi \text{ No 4} = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_{\text{No.6}} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$M = 5.91 \text{ ton - m}$$

Peralte efectivo:  $d = h - \text{rec} - \phi \text{ No 4}$

$$d = 13.73 \text{ cm}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-28

Cantidad de Acero requerido:

$$As = M / (fs \times j \times d)$$

$$As = 29.01 \text{ cm}^2$$

Separación requerida:

$$S = (100 \times Av) / As$$

$$S_{req} = 9.82 \text{ cm}$$

$$\text{Usar No. 6 @ } 9.00 \text{ cm}$$

Refuerzo paralelo al tráfico.

ACERO DE DISTRIBUCION: Art. 3.24.10.2

Lecho inferior.

$$\% Asp = 220 / \sqrt{S} < \acute{o} = 67\%$$

$$\% Asp = 188.30 \%$$

$$\text{Usar } \% Asp = 67 \%$$

$$Asd = 19.44 \text{ cm}^2$$

Usando varilla No. 5: (  $As = 2.0 \text{ cm}^2$  )

$$S_{req} = 10.29 \text{ cm}$$

$$\text{Usar No. 5 @ } 10.00 \text{ cm}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-29

REFUERZO POR TEMPERATURA: Art. 8.20

Lecho superior.

$$A_{st} = 0.125 \text{ plg}^2 / \text{pie}$$

$$A_{st} = 2.65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando varilla No. 4: (  $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$  )

$$S_{req} = 47.92 \text{ cm}$$

Separación máxima es de 18" ( 45.72 cm ) . Art. 8.20.2

Usar No. 4 @ 45.00 cm

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	<b>HOJA No.</b>	SP-30

### 3.35 DISEÑO DE DIAFRAGMAS.

De Art. 10.20.1 se establece que se deben ubicar diafragmas en cada soporte y en los tramos intermedios, a intervalos no mayores de 25 pies ( 7.60 mts )

Peralte Mínimo. ( Art.10.20.1 )

$$d = 1/2 \times d_{\text{viga}} \quad d_{\text{viga}} = 39.69 \text{ plg.}$$

$$d = 19.845 \text{ plg.}$$

Cargas sobre el Diafragma.

Carga Muerta.

Asumiendo un peso propio de 100 lb / pie tenemos:

$$\text{Peso propio} = 100 \times 3.281 / 2205 = 0.149 \text{ ton / m}$$

$$\text{CARGA MUERTA TOTAL ( Wd )} = 0.149 \text{ ton / m}$$

Carga Viva. Camión de Diseño HS 20-44 Art. 3.7

$$\text{Claro de diseño ( L ) : } \boxed{2.43} \text{ m.} \quad \text{Luego : S' = } 7.98 \text{ pies}$$

$$\text{Impacto : } 50 / ( S' + 125 ) < 30 \% \quad \text{Art. 3.8.2.1}$$

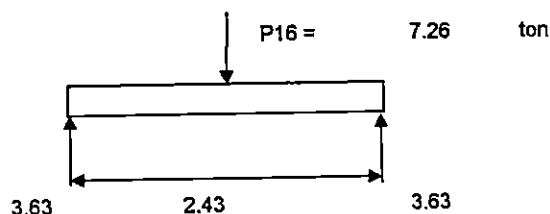
$$I = 0.376$$

$$\text{Tomar } I = 1.300$$

Distribución de la carga viva.

Considerando el diafragma como simplemente apoyado, con la carga de rueda aplicada en el centro del claro, tenemos:

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-31



#### Momento por Carga Muerta:

$$M_D = W_d \times L^2 / 8$$

$$M_D = 0.110 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

#### Momento por Carga Viva:

Para la condición de carga mostrada el momento por carga viva viene dado por:

$$M_{LL} = P_{16} \times L / 4$$

$$M_{LL} = 4.412 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

#### MOMENTO DE DISEÑO:

$$M_u = 1.3 (M_d + 1.67 (M_{LL} \times 1))$$

$$M_u = 12.594 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 91.116 \text{ Kips} \cdot \text{pie}$$

#### SELECCIÓN DEL PERFIL DE ACERO A UTILIZAR:

Utilizando acero A 36:  $F_y = 36,000.00 \text{ psi}$

$$M_u = F_y \times Z$$

$$Z_{req} = M_u / (\phi_b \times F_y)$$

$$Z_{req} = 33.747 \text{ plg}^3$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-32

A partir de la Tabla de Selección de secciones W del A.I.S.C.:

**Usar W 21 x 44**

Las propiedades de la sección propuesta son:

$$A = 13 \text{ plg}^2$$

$$r_x = 8.06 \text{ plg}$$

$$d = 20.66 \text{ plg}$$

$$r_y = 1.26 \text{ plg}$$

$$t_w = 0.35 \text{ plg}$$

Modulos Plásticos:

$$b_f = 6.5 \text{ plg}$$

$$Z_x = 95.4 \text{ plg}^3$$

$$t_f = 0.45 \text{ plg}$$

$$Z_y = 10.2 \text{ plg}^3$$

Propiedades Elásticas:

Criterio de Sección Compacta:

$$I_x = 843 \text{ plg}^4$$

$$b_f / 2t_f = 7.2$$

$$I_y = 20.7 \text{ plg}^4$$

$$h / t_w = 53.6$$

$$S_x = 81.6 \text{ plg}^3$$

$$F_y''' = 22 \text{ Ksi}$$

$$S_y = 6.36 \text{ plg}^3$$

$$W = 44 \text{ lb / pie}$$

Peralte de la sección :

$$d = 20.66 \text{ plg.}$$

$$20.66 > \phi = 19.845 \text{ OK !!}$$

Cumple con el peralte mínimo establecido previamente.

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	HOJA No.	SP-33

B.- CORTANTE VERTICAL. ( Art. 10.38.5.2 )

Cortante de Diseño:

$$V_u = 1.3 ( V_d + 1.67 V_{LL} )$$

$$V_d = W_d \times L / 2 = 0.399 \text{ kips}$$

$$V_{LL} = 3.63 \text{ kips} \quad (\text{del diagrama de cortante})$$

$$V_u = 8.40 \text{ kips}$$

De Art. 10.48.8.1 la capacidad del alma para resistir el cortante es :

$$V_u = C \times V_p$$

Donde :

$$V_p = 0.58 \times F_y \times D \times t_w$$

$$V_p = 144.41 \text{ klb}$$

para:

$$D / t_w < 6000 \sqrt{k} / \sqrt{F_y} \quad \text{donde } k = 5 \text{ para vigas no atizadas}$$

$$56.46 < 70.71 \quad \text{OK !!}$$

luego:  $C = 1.00$

La capacidad del alma para resistir el cortante es :

$$V_u = 144.41 \text{ klb.}$$

Comparando tenemos:

$$8.40 < 144.41 \quad \text{OK !!}$$

La capacidad para resistir el cortante es ADECUADA.

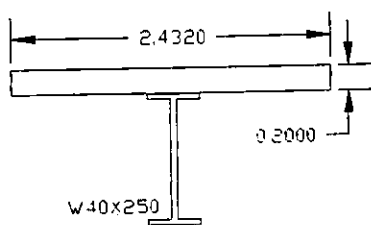
Por lo tanto no son necesarios atiesadores longitudinales ni transversales, para el alma de la viga.

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-34

**3.3.6 DISEÑO DE VIGA INTERIOR V 1 - 2**

Asumiendo un peso propio para la viga de sección W de 250 lb/pie y un peralte de 40".

**CARGADO DE LA VIGA.**



Separación entre vigas :

$S = \boxed{2.432} \text{ m}$

Cotas en metros.

**Sección no compuesta.**

**CARGA MUERTA.**

Losa :	$0.2 \times 2.432 \times 2.4 =$	1.167	Ton / m
Peso propio :	$250 \times 3.281 / 2205 =$	0.372	Ton / m

**Sección compuesta. CARGA SUPER - IMPUESTA.**

Utilidades futuras :  $0.07 \times 1.75 \times 2.432 =$  0.298 Ton / m

**CARGA MUERTA TOTAL ( Wd ) =** 1.837 Ton / m

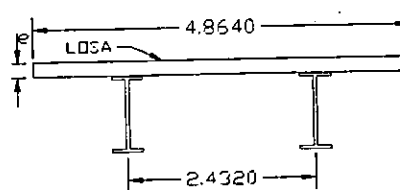
**CARGA VIVA:** Camión de Diseño HS 20-44 Art. 3.7

Claro de diseño ( L ) :  $\boxed{24.00} \text{ m.}$  Luego :  $S' =$  78.744 pies

Impacto :  $50 / ( S' + 125 ) < 30 \%$  Art. 3.8.2.1

$I =$  0.245

**Tomar I =** 1.245



Cotas en metros.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-35

Factor de distribución del eje de carga. Art. 3.23.2.2

De TABLA 3.23.1      7.98 < 14 pies OK!

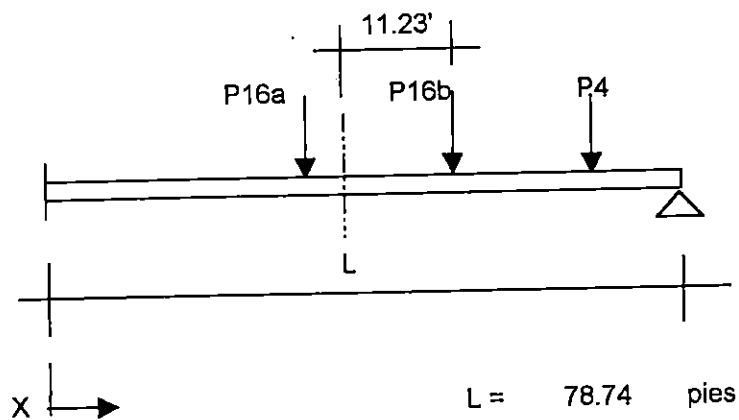
FD =  $S / 5.5$       donde S es la separación entre vigas.

FD = 1.451

Distribución de las cargas vivas:

Del análisis de las líneas de influencia para el sistema de vigas se tiene que el máximo momento flexionante se da cuando el segundo eje del camión de carga está a 11.23' de la mitad del claro.

MOMENTO POSITIVO MAXIMO POR CARGA VIVA, EN EL CENTRO DEL CLARO:



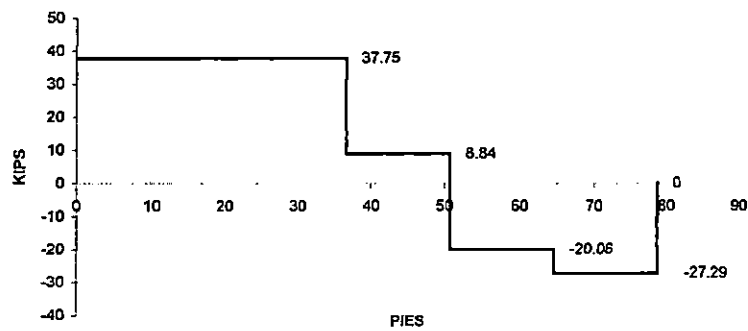
P16a =	16 x l x FD	=	28.909	kips
	X	=	36.602	pies
P16b =	16 x l x FD	=	28.909	kips
	X	=	50.602	pies
P4 =	4 x l x FD	=	7.227	kips
	X	=	64.602	pies

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-36

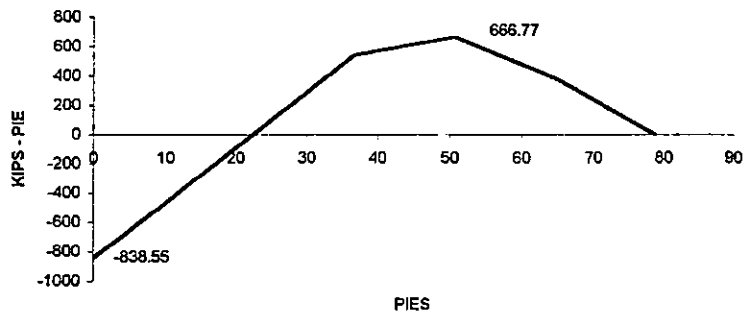
MOMENTO POSITIVO MAXIMO POR CARGA VIVA .

DIAGRAMA DE CORTANTE Y DE MOMENTO FLECTOR:

**DIAGRAMA DE CORTANTE**



**DIAGRAMA DE MOMENTO**



MLL + = 666.77 kips - pie

MLL - = 838.55 kips - pie

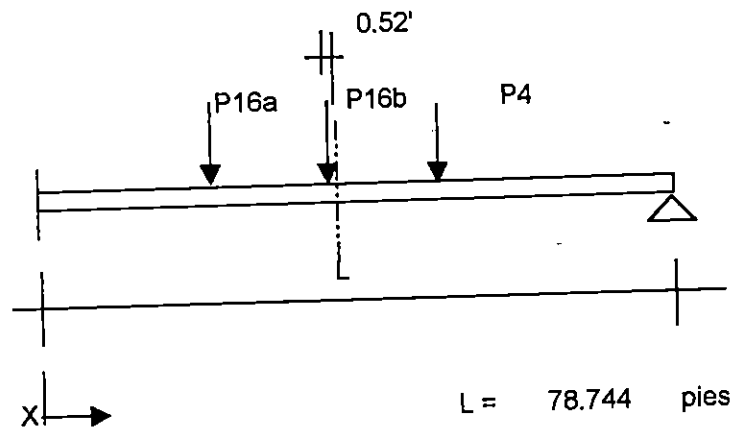
VLL + = 37.75 kips

VLL - = 27.29 kips

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-37

Del análisis de las líneas de influencia para el sistema de vigas se tiene que el máximo momento flexionante negativo se da cuando el segundo eje del camión de carga está a 0.52' de la mitad del claro.

MOMENTO NEGATIVO MAXIMO POR CARGA VIVA, EN EL APOYO :



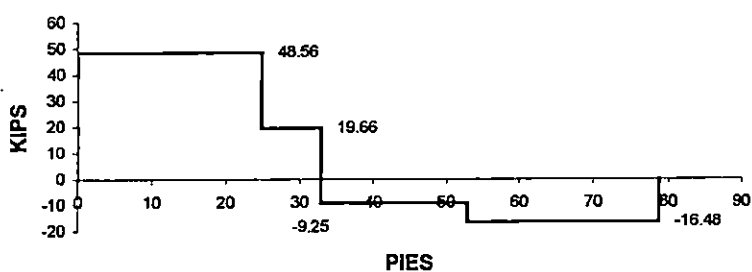
$$\begin{array}{rcl}
 P16a = 16 \times 1 \times FD & = & 28.909 \text{ kips} \\
 X & = & 24.852 \text{ pies} \\
 \\ 
 P16b = 16 \times 1 \times FD & = & 28.909 \text{ kips} \\
 X & = & 38.852 \text{ pies} \\
 \\ 
 P4 = 4 \times 1 \times FD & = & 7.227 \text{ kips} \\
 X & = & 52.852 \text{ pies}
 \end{array}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	<b>HOJA No.</b>	<b>SP-38</b>

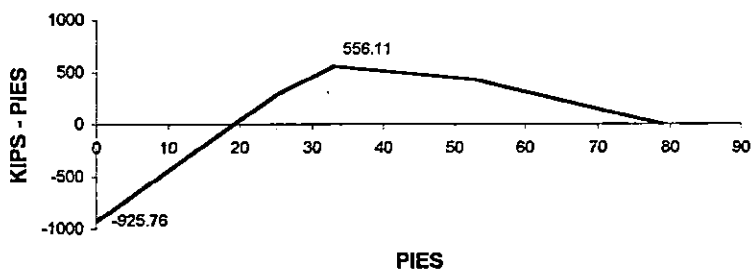
MOMENTO NEGATIVO MAXIMO POR CARGA VIVA .

DIAGRAMA DE CORTANTE Y DE MOMENTO FLECTOR :

**DIAGRAMA DE CORTANTE**



**DIAGRAMA DE MOMENTO**



MLL + = 556.11 kips - pie

MLL - = 925.76 kips - pie

VLL + = 48.56 kips

VLL - = 16.48 kips

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-39

MOMENTO Y CORTANTE POR CARGA MUERTA :

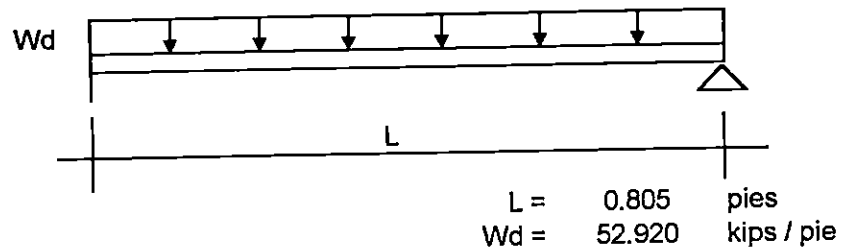


DIAGRAMA DE CORTANTE

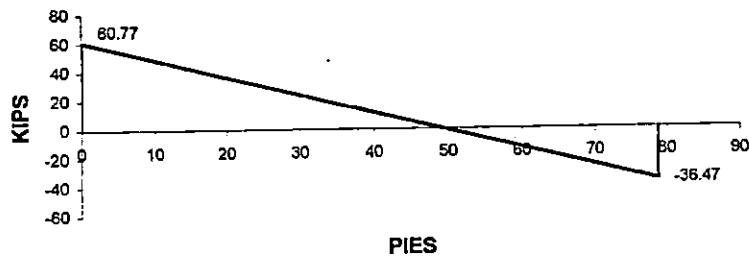
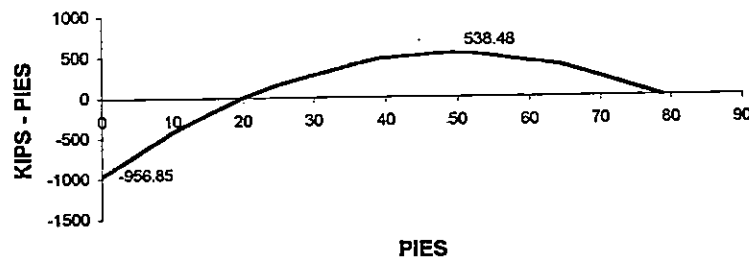


DIAGRAMA DE MOMENTO



MD - = 956.85 Kips - pie

MD+ = 538.48 Kips - pie

VD + = 60.77 Kips

VD - = 36.47 Kips

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-40

MOMENTO DE DISEÑO PARA EL CENTRO DEL CLARO.

DE Art. 3.22 Y TABLA 3.22.1.A:

GRUPO I                     $\chi =$

$\beta d =$        muerta

$\beta L =$        viva

**Mu + = 2,147.58 Kips - pie**

**Mu + = 296.85 Ton - m**

**Mu - = 3,064.40 Kips - pie**

**Mu - = 423.57 Ton - m**

MOMENTO DE DISEÑO PARA EL APOYO.

DE Art. 3.22 Y TABLA 3.22.1.A:

GRUPO I                     $\chi =$

$\beta d =$        muerta

$\beta L =$        viva

**Mu + = 1,907.34 Kips - pie**

**Mu + = 263.64 Ton - m**

**Mu - = 3,253.73 Kips - pie**

**Mu - = 449.75 Ton - m**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	<b>HOJA No.</b>	SP-41

**SELECCIÓN DEL PERFIL DE ACERO A UTILIZAR:**

De Art. 10.48.1 para secciones compactas:

$$M_u = F_y \times Z \qquad F_y = 36,000.00 \text{ psi}$$

$$Z_{req} = M_u / (\phi \times b \times F_y)$$

$$Z_{req} = 795.40 \text{ plg}^3$$

A partir de la Tabla de Dimensiones de secciones W del A.I.S.C.:

**Usar W 40 x 235**

- Las propiedades de la sección propuesta son:

$$A = 68.9 \text{ plg}^2$$

$$r_x = 15.9 \text{ plg}$$

$$d = 39.69 \text{ plg}$$

$$r_y = 2.54 \text{ plg}$$

$$t_w = 0.83 \text{ plg}$$

Modulos Plásticos:

$$b_f = 11.89 \text{ plg}$$

$$Z_x = 1010 \text{ plg}^3$$

$$t_f = 1.575 \text{ plg}$$

$$Z_y = 118 \text{ plg}^3$$

Propiedades Elásticas:

Criterio de Sección Compacta:

$$I_x = 17400 \text{ plg}^4$$

$$b_f / 2t_f = 3.8$$

$$I_y = 444 \text{ plg}^4$$

$$h / t_w = 41.2$$

$$S_x = 874 \text{ plg}^3$$

$$F_y''' = 38 \text{ Ksi}$$

$$S_y = 74.6 \text{ plg}^3$$

$$W = 235 \text{ lb / pie}$$

Con las propiedades de la sección se procederá a revisar los Art. 10.48 y 10.5.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-42

De Art. 10.48.1.1 ( Requerimientos para secciones compactas )

**Tabla 10.48.1.2A Limitaciones para Secciones Compactas.**

Fy (psi)	36,000.00	50,000.00	
b' / t	10.8	9.2	
D / tw	101	86	
Lb / ry	100	72	( Mi / Mu = 0 *)
Lb / ry	39	28	( Mi / Mu = 1 *)

\* Para valores de Mi / Mu diferentes de 0 y 1, usar la Ecuación (10-96)

( a ) Patín en compresión del elemento: -

$$b' / t = 7.55 < 10.8 \quad \text{OK !!}$$

( b ) Espesor del Alma:

$$D = d - 2 t_f$$

$$D / tw = 44.02 < 101 \quad \text{OK !!}$$

( c ) Arriostramiento Lateral:

$$Lb = 25.00 \text{ pies} \quad (\text{ Art.10.20.1 })$$

$$Lb / ry = 25.00 < 100 \quad \text{OK !!}$$

( d ) Máxima compresión axial:

$$P \leq 0.15 \times F_y \times A$$

$$P \leq 372.06 \text{ klb}$$

**La sección escogida califica como compacta.**

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-43

De Art. 10.48.8.1 ( Capacidad para el cortante )

$$V_u = C \times V_p$$

Donde :

$$V_p = 0.58 \times F_y \times D \times t_w$$

$$V_p = 633.25 \text{ klb}$$

para:

$$D / t_w < 6000 \sqrt{k} / \sqrt{F_y} \quad \text{donde } k = 5 \text{ para vigas no atezadas}$$

$$44.02 < 70.71 \quad \text{OK !!}$$

luego:  $C = 1.00$

La capacidad del alma para resistir el cortante es :

$$V_u = 633.25 \text{ klb.}$$

De Art.10.5.2 ( Razones de peraltes )

Para la viga compuesta:

$$h = 47.56 \text{ plg} \quad h = d + t_s$$

$$L = 944.93 \text{ plg}$$

$$h / L = 0.0503 > 0.04 \quad \text{OK !!}$$

Para la viga de acero:

$$h = 39.69 \text{ plg} \quad h = d$$

$$h / L = 0.0420 > 0.033 \quad \text{OK !!}$$

**PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.**

CALCULO:

REVISO:

30/09/1999

HOJA No.

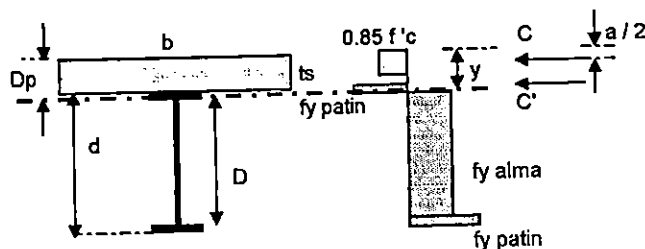
SP-44

Para el diseño de la viga se analizará la sección compuesta tal y como se establece en el Art. 10.50

Art. 10.50.1 Momento positivo en secciones de vigas compuestas:

Art. 10.5.1.1 Secciones Compactas:

Cálculo del momento resultante de la distribución plástica de esfuerzos:



$$b = 243.2 \text{ cm}$$

$$f_c = 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$t_s = 20.0 \text{ cm}$$

$$F_y = 36.0 \text{ Ksi}$$

**DISTRIBUCION PLASTICA DE ESFUERZOS.**

( a ) Fuerza de compresión en la losa ( C ):

$$"( 1 ) \quad C = 0.85 \times f_c \times b \times t_s + ( A f_y )_c \quad ( \text{Ec. 10 - 123} )$$

$$C = 1,189.64 \text{ Ton}$$

$$C = 2,623.15 \text{ Kips}$$

$$"( 2 ) \quad C = ( A F_y )_{br} + ( A F_y )_{tr} + ( A F_y )_w \quad ( \text{Ec. 10 - 124} )$$

$$C = 2,440.14 \text{ Kips}$$

$$C = 1,106.64 \text{ Ton}$$

La fuerza de compresión en la losa será el menor valor de los obtenidos con las ecuaciones anteriores:

**Tomar C = 2,440.14 Kips**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-45

( b ) Espesor del bloque de esfuerzo ( a ):

$$a = ( C - ( A F_y )_c ) / ( 0.85 \times f'_c \times b ) \quad ( \text{Ec. 10 - 125} )$$

$$a = 5.32 \quad \text{plg.}$$

$$a = 13.51 \quad \text{cm.}$$

( c ) Fuerza de compresión que se aplicará al patín superior ( C' )

$$C' = ( \Sigma ( A F_y ) - C ) / 2 \quad ( \text{Ec. 10 - 126} )$$

$$C' = 35.46 \quad \text{Kips}$$

$$C' = 16.08 \quad \text{Ton}$$

( d ) Localización del eje neutro dentro de la sección de acero:

$$\text{Para } C' < ( A F_y )_{tr} \quad 35.46 < 674.163 \quad \text{OK!}$$

tenemos que:

$$\bar{y} = C' / ( A F_y )_{tr} \times t_f \quad ( \text{Ec. 10 - 127} )$$

$$\bar{y} = 0.083 \quad \text{plg.}$$

$$\bar{y} = 0.21 \quad \text{cm.}$$

Luego :

$$D_p = \bar{y} + t_s$$

$$D_p = 20.21 \quad \text{cm}$$

$$D_p = 7.96 \quad \text{plg.}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-46

( e ) Maximo Momento de la sección (Mp):

$$M_p = C ( D_p - a / 2 ) + C' ( y \sqrt{2} ) + ( A F_y )_{tr} ( t_f - y ) / 2 \\ + ( A F_y )_{br} ( d - \bar{y} - t_f / 2 ) + ( A F_y )_{w} ( d / 2 - y )$$

$$M_p = 61,180.49 \text{ Kips - plg}$$

$$M_p = 5,098.37 \text{ Kips - pie}$$

$$M_p = 704.72 \text{ Ton - m}$$

Calculo del Momento Resistente (Mu):

De Art. 10.50.1.1.2 el Momento Resistente será:

La Ecuación (10-129) es satisfecha ya que el eje neutro está localizado arriba del alma para el momento plástico.

$$D' = \beta ( d + t_s + t_h ) / 7.5 \quad \beta = 0.9 \quad \text{para } F_y = 36 \text{ Ksi}$$

$$D' = 6.65 \text{ plg.} \quad t_h = 7.87 \text{ plg.}$$

$$D_p / D' < \phi = 5 \quad (\text{Ec. 10 - 129a})$$

$$1.20 < \phi = 5 \quad \text{OK!}$$

Para :

$$D_p \leq D'$$

$$M_u = M_p \quad (\text{Ec. 10 - 129b})$$

$$7.96 < \phi = 6.65 \quad \text{NO}$$

Para :

$$D' < D_p \leq 5D'$$

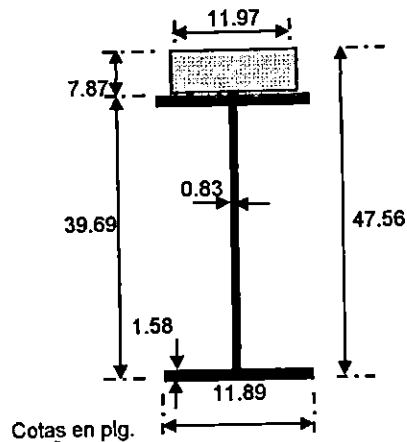
$$M_u = ( 5 M_p - 0.85 M_y ) / 4 + ( 0.85 M_y - M_p ) ( D_p / D' ) / 4$$

( Ec. 10 - 129c )

$$6.65 < 7.96 \leq 33.26 \quad \text{OK!}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-47

Calculos elásticos para determinar el momento  $M_y$ :



Transformando la losa a su equivalente en acero:

$$n = 8 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{razón de módulos de} \\ \text{elasticidad para } f'_c = 4 \text{ Ksi} \end{array} \right.$$

El ancho equivalente será: ( Art. 10.38.1.3 )

$$b' = b / n$$

$$b' = 11.97 \text{ plg.}$$

Cotas en plg.  
Centroide de la sección compuesta  $\bar{Y}$ :

$$\bar{Y} = 33.678 \text{ plg. desde el patín inferior}$$

Momento de Inercia de la sección compuesta  $I_x$ :

$$I_x = 39,770.08 \text{ plg}^4$$

El módulo de la sección será:

$$S = I_x / C \quad \text{donde:} \quad C = 33.678 \text{ plg}$$

$$S = 1,180.90 \text{ plg}^3$$

Luego :

$$M_y = S \times F_y$$

$$M_y = 3,542.69 \text{ Kips - pie}$$

Sustituyendo en Ec. 10 - 129c tenemos:

$$M_u = 4,996.08 \text{ Kips - pie}$$

$$\text{Comparando } M_u: \quad 4,996.08 > 2,147.58 \text{ OK!}$$

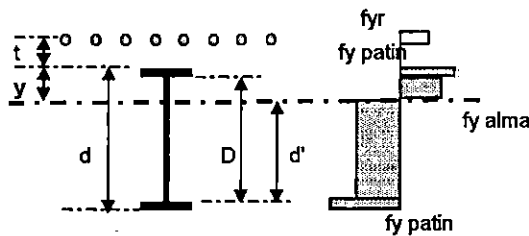
**LA SECCION ES ADECUADA!!!**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-48

Art. 10.50.2 Momento negativo en secciones de vigas compuestas:

Art. 10.5.2.1 Secciones Compactas:

Cálculo del momento resultante de la distribución plástica de esfuerzos:



**DISTRIBUCION PLASTICA DE ESFUERZOS.**

$$b = 243.2 \text{ cm}$$

$$\text{Sep} = 45 \text{ cm}$$

$$f_{ry} = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$A_{s_{No 4}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 36.0 \text{ Ksi}$$

( a ) Fuerza de tensión en el acero de refuerzo:

$$T_r = A_{sr} \times f_{ry}$$

$$T_r = 32.00 \text{ ton}$$

$$T_r = 70.57 \text{ Klb}$$

( b ) Fuerza de tensión en el patín superior :

$$T_{tf} = ( A F_y )_{tr}$$

$$T_{tf} = 674.163 \text{ Klb}$$

( c ) Fuerza de compresión en el alma :

$$C_w = ( A F_y )_w$$

$$C_w = 1091.82 \text{ Klb}$$

( d ) Fuerza de compresión en el patín inferior :

$$C_{bf} = ( A F_y )_{br}$$

$$C_{bf} = 674.163 \text{ Klb}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-49

$$C = C_w + C_{bf} = 1765.98 \text{ Klb}$$

$$T = T_r + T_{tf} = 744.73 \text{ Klb}$$

Como  $C > T$  el ENP se encuentra en el alma de la viga de acero.

$$y = (d F_y) - (A F_y)_r / (2 F_y)$$

$$y = 18.87 \text{ plg}$$

Luego:

$$d' = d - y - t_{bf} = 19.25 \text{ plg}$$

$$d' < \phi = D / 2$$

$$19.25 < \phi = 18.27 \text{ NO}$$

Entonces revisar si el alma de la viga cumple con los requisitos de sección compacta, haciendo las modificaciones establecidas en el Art. 10.50.2.1

( b' ) Espesor del Alma:

$$D_{cp} = d'$$

$$2D_{cp} / t_w = 46.39 < 101 \text{ OK !!}$$

( e ) Maximo Momento de la sección (Mp):

$$M_p = T_r ( t_s - 2 + y ) + T_{tf} ( y - t_f / 2 ) + T_w ( y - t_f ) + C_w ( d - y - t_f ) \\ + C_{bf} ( d - y - t_f / 2 )$$

$$M_p = 46,166.86 \text{ kips - plg}$$

$$M_p = 3,847.24 \text{ kips - pie}$$

$$M_p = 531.78 \text{ ton - m}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	HOJA No. SP-50

Calculo del Momento Resistente ( $M_u$ ):

$$M_u = \phi_b M_p \qquad \phi_b = 0.9$$

$$M_u = 3,462.51 \text{ kips - pie}$$

$$M_u = 478.60 \text{ ton - m}$$

Momento de Diseño  $M_u$  :

$$M_u = 3,253.73 \text{ kips - pie}$$

Comparando  $M_u$ :  $3,462.51 > 3,253.73$  OK!

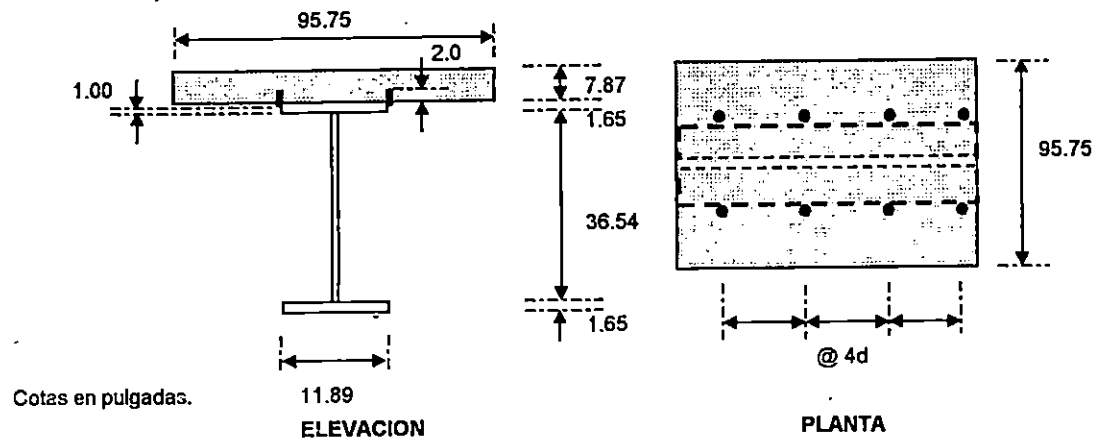
**LA SECCION ES ADECUADA!!!**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	<b>HOJA No.</b>	SP-51

DISEÑO POR CORTANTE.

A.- CORTANTE HORIZONTAL. ( Art. 10.38.5.1 )

Conectores para Cortante ( Art. 10.38.2 )



**DETALLE DE CONECTORES PARA CORTANTE**

Ancho efectivo del Patín. ( Art. 10.38.3 )

- |       |           |        |      |          |
|-------|-----------|--------|------|----------|
| ( 1 ) | $L / 4 =$ | 944.88 | plg. |          |
| ( 2 ) | $S =$     | 95.75  | plg. | RIGE !!! |
| ( 3 ) | $20 ts =$ | 157.48 | plg. |          |

Diseño por Fatiga. ( Art. 10.38.5.1 )

$$S_r = V_r \times Q / I \quad ( Ec 10 - 58 )$$

Donde :

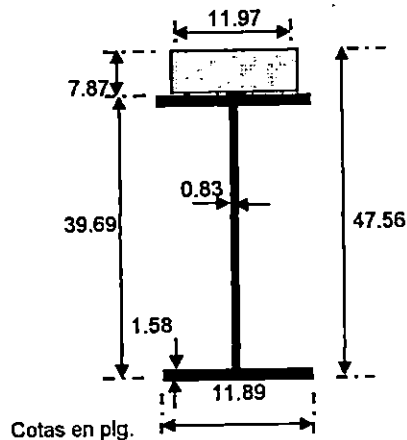
$V_r =$  Diferencia entre el máximo y mínimo cortante debido a carga viva más impacto, sobre la cubierta.

Del Diagrama de Cortante:

$$V_r = 65.04 \text{ kips}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-52

Calculo del Momento de Inercia ( I ) y del Momento Estático ( Q ):



Centroide de la sección compuesta  $\bar{Y}$ :

$$\bar{Y} = 33.678 \text{ plg. desde el patín inferior}$$

Momento de Inercia de la sección compuesta  $I_x$  :

$$I_x = 39,770.08 \text{ plg}^4$$

Momento Estático de la sección compuesta Q :

$$Q = 937.61 \text{ plg}^3$$

Cortante Horizontal permisible sobre un conector individual.

Para conectores soldados:

$$H / d \geq 4 \quad \begin{array}{l} H = 3.00 \text{ plg} \\ d = 0.75 \text{ plg} \end{array}$$

$$4 \geq 4 \quad \text{OK !!}$$

$$Z_r = \alpha d^2 \quad \text{donde: } \alpha = 10,600 \text{ para } 500,000 \text{ ciclos}$$

$$Z_r = 5962.5 \text{ lbs}$$

Transformando la losa a su equivalente en acero:

$$n = 8 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{razón de módulos de} \\ \text{elasticidad para } f_c = 4 \text{ Ksi} \end{array} \right.$$

El ancho equivalente será: ( Art. 10.38.1.3 )

$$b' = b / n$$

$$b' = 11.97 \text{ plg.}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-53

Luego el cortante horizontal límite será:

$$S_r = 1.533 \text{ kips / plg}$$

Y el paso requerido para los conectores por cortante será:

$$s = (\sum Z_r) / S_r$$

De Art.10.38.2.4  $s \geq 4d \Rightarrow s \geq 3.00 \text{ plg}$

De Art.10.52.3  $s \leq 24.00 \text{ plg}$

$$(\sum Z_r) = 11.925 \text{ kips para 2 conectores.}$$

$$s = 7.78 \text{ plg}$$

$$3.00 < 7.78 < 24.00 \quad \text{OK !!}$$

**Usar conectores @ 7.50 plg.**

Resistencia Ultima. ( Art. 10.38.5.1.2 )

Número de conectores por cortante requeridos:

$$N_i = P / \phi S_u \quad (\text{Ec } 10 - 61)$$

Donde P es la fuerza en la losa definida como el menor valor de:

$$P_i = A_s F_y = 2480.4 \text{ klb} \quad \text{RIGE !!}$$

$$P_j = 0.85 f_c b t_s = 2563.3 \text{ klb}$$

La resistencia última del conector es:

Para conectores soldados ( $H/d > 4$ ):

$$S_u = 0.4 d^2 \sqrt{f_c E_c} \quad (\text{Ec } 10 - 66)$$

$$E_c = 3604996.53 \text{ psi} \quad \text{Art. 8.7.1}$$

$$\phi S_u = 22965.92 \text{ psi}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-54

Sustituyendo tenemos:

$$N_i = 108 \text{ conectores}$$

Total de conectores a utilizar para una separación  $s = 7.50$  cm y 2 filas :

$$N = (L / s + 2) \times 2 \qquad L_1 = 50.6 \text{ pies}$$

$$L_2 = 28.14 \text{ pies}$$

Para L 1:

$$N_1 = 166 \text{ conectores}$$

$$166 > 108 \text{ OK !!}$$

**Usar 166 conectores desde  $L = 0'$  hasta  $L = 50.6'$  @ 7.50 plg.**

Para L 2:

$$N = 94 \text{ conectores}$$

$$94 > 108 \text{ NO}$$

$$s = 6 \text{ plg.}$$

**Usar 108 conectores desde  $L = 50.6'$  hasta  $L = 74.78'$  @ 6.00 plg.**

Conectores Adicionales para los esfuerzos desarrollados en la losa. ( Art. 10.38.5.1.3 )

$$N_c = \frac{A_r^s \cdot f_r}{Z_r}$$

Donde:  $A_r^s = (2.432 \times 100) / 9.00 \times (0.307)$

$$A_r^s = 8.2958 \text{ plg}^2$$

$$f_r = 10,000.00 \text{ psi}$$

$$Z_r = 5962.5 \text{ lb}$$

$$N_c = 14 \text{ conectores adicionales en puntos de contraflexión}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-55

B.- CORTANTE VERTICAL. ( Art. 10.38.5.2 )

Cortante de Diseño:

$$V_u = 1.3 ( V_d + 1.67 V_{LL} )$$

$$V_d = 60.77 \text{ kips} \quad ( \text{del diagrama de cortante} )$$

$$V_{LL} = 48.56 \text{ kips} \quad ( \text{del diagrama de cortante} )$$

$$V_u = 184.42 \text{ kips}$$

De Art. 10.48.8.1 la capacidad del alma para resistir el cortante es :

$$V_u = C \times V_p$$

$$V_u = 633.25 \text{ kips}$$

Comparando tenemos:

$$184.42 < 633.25$$

La capacidad para resistir el cortante es ADECUADA.

Por lo tanto no son necesarios atiesadores longitudinales ni transversales, para el alma de la viga.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-56

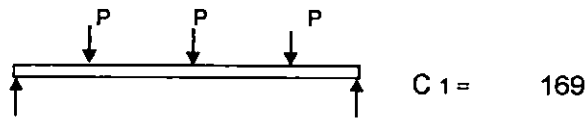
DEFLEXIONES.

Cálculo de la Deflexión por carga viva :

De la tercera parte del manual LRFD se tiene que :

$$\Delta = (M \times L^2) / (C1 \times Ix)$$

Donde C1 es:

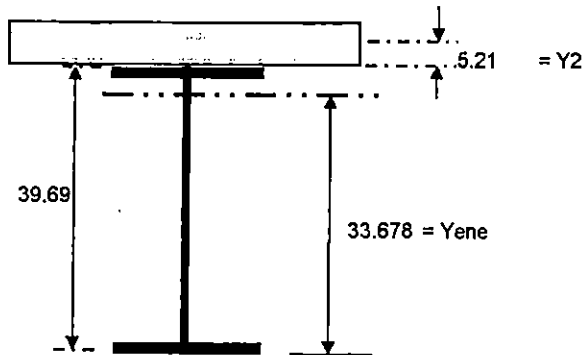


Del diagrama de momento:

$$M_{LL} = 666.77 \text{ kips - pie}$$

Límite Inferior del Momento de Inercia :

$$I = I_x + A_s (Y_{ene} - d / 2)^2 + (\sum Z_r / F_y) (d + Y_2 - Y_{ene})^2$$



$$I = 30,625.86 \text{ plg}^4$$

Cotas en plg.

$$\Delta_{LL} = 0.80 \text{ plg}$$

$$\Delta_{ADM} = L / 800 = 1.18 \text{ plg}$$

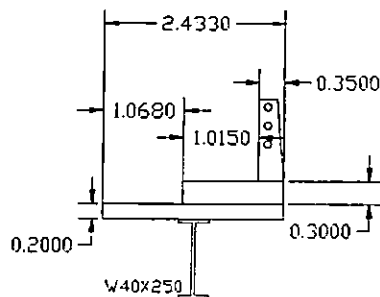
$$0.80 < \delta = 1.18 \text{ OK !!}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-57

### 3.37 DISEÑO DE VIGA EXTERIOR V 1 - 1

Asumiendo un peso propio para la sección W de 250 lb/pie y un peralte de 40".

#### CARGADO DE LA VIGA.



Separación entre vigas :

$$S = \boxed{2.432} \text{ m}$$

**Sección no compuesta.**

#### CARGA MUERTA.

Losa :	$0.2 \times 2.432 \times 2.4 =$	1.167	Ton / m
Peso propio :	$250 \times 3.281 / 2205 =$	0.372	Ton / m

#### Sección Compuesta. CARGA SUPER - IMPUESTA.

Baranda + Poste :	$0.05 + 0.168 =$	0.218	Ton / m
-------------------	------------------	-------	---------

Utilidades futuras :	$0.07 \times 1.75 \times 1.067 =$	0.131	Ton / m
----------------------	-----------------------------------	-------	---------

Acera :	$0.3 \times 1.365 \times 2.4 =$	0.983	Ton / m
---------	---------------------------------	-------	---------

CARGA MUERTA TOTAL ( Wd ) =		2.871	Ton / m
-----------------------------	--	-------	---------

CARGA VIVA: Camión de Diseño HS 20-44 Art. 3.7

Claro de diseño :	$\boxed{24.00} \text{ m.}$	S' =	78.744	pies
-------------------	----------------------------	------	--------	------

Impacto :	$50 / ( S' + 125 ) < 30 \%$	Art. 3.8.2.1
-----------	-----------------------------	--------------

I =	0.245
-----	-------

Tomar I =	1.245
-----------	-------

**PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.**

CALCULO:

REVISO:

30/09/1999

HOJA No.

SP-58

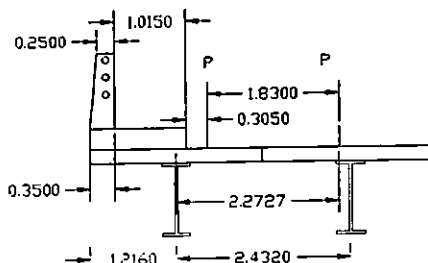
Factor de distribución del eje de carga.

Art. 3.23.2.2

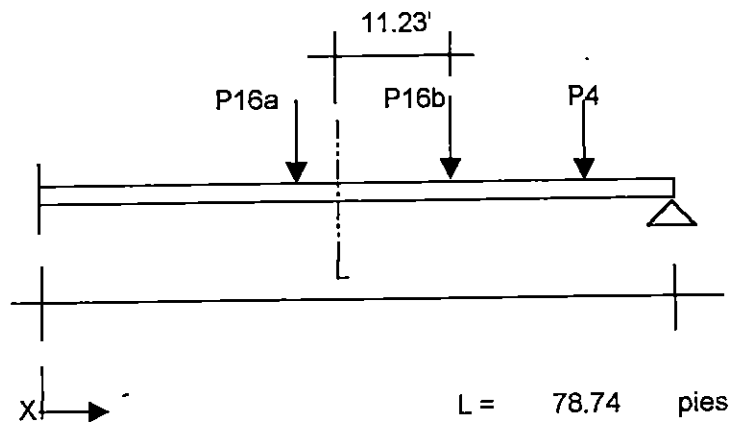
$$FD = 1 + (1 - (2.272 / 2.432))$$

$$FD = 1.061$$

Tomar :  $FD = 1.061$

**Distribución de las cargas vivas:**

Del análisis de las líneas de influencia para el sistema de vigas se tiene que el máximo momento flexionante positivo se da cuando el segundo eje del camión de carga está a 11.23' de la mitad del claro.

**MOMENTO POSITIVO MAXIMO POR CARGA VIVA, EN EL CENTRO DEL CLARO:**

$P16a = 16 \times l \times FD$	=	21.139	kips
$X$	=	36.602	pies
$P16b = 16 \times l \times FD$	=	21.139	kips
$X$	=	50.602	pies
$P4 = 4 \times l \times FD$	=	5.285	kips
$X$	=	64.602	pies

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUEBTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-59

MOMENTO POSITIVO MAXIMO POR CARGA VIVA .

DIAGRAMA DE CORTANTE Y DE MOMENTO FLECTOR :

DIAGRAMA DE CORTANTE.

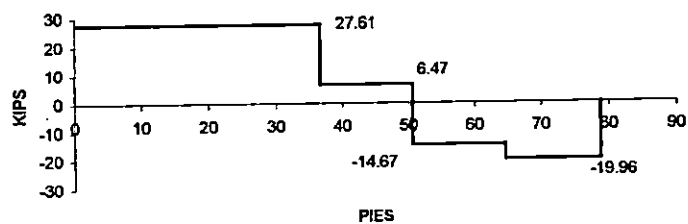
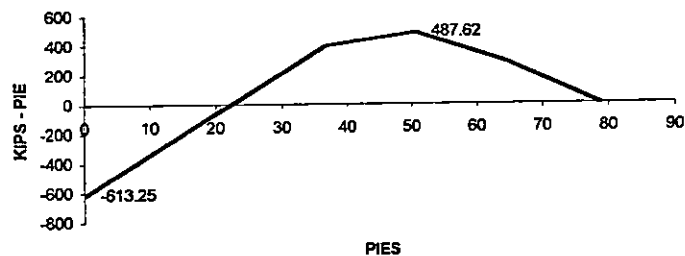


DIAGRAMA DE MOMENTO



MLL + = 487.62 kips - pie

MLL - = 613.25 kips - pie

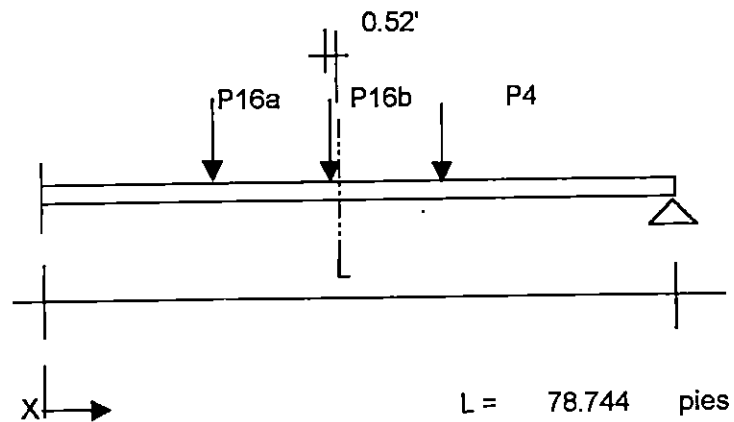
VLL + = 27.61 kips

VLL - = 19.96 kips

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-60

Del análisis de las líneas de influencia para el sistema de vigas se tiene que el máximo momento flexionante negativo se da cuando el segundo eje del camión de carga está a 0.52' de la mitad del claro.

MOMENTO NEGATIVO MAXIMO POR CARGA VIVA, EN EL APOYO :



P16a = 16 x l x FD	=	21.139	kips
X	=	24.852	pies
P16b = 16 x l x FD	=	21.139	kips
X	=	38.852	pies
P4 = 4 x l x FD	=	5.285	kips
X	=	52.852	pies

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	<b>30/09/1999</b>	<b>HOJA No. SP-61</b>

MOMENTO NEGATIVO MAXIMO POR CARGA VIVA .

DIAGRAMA DE CORTANTE Y DE MOMENTO FLECTOR :

DIAGRAMA DE CORTANTE.

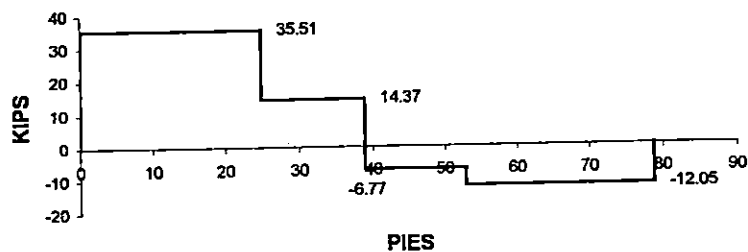
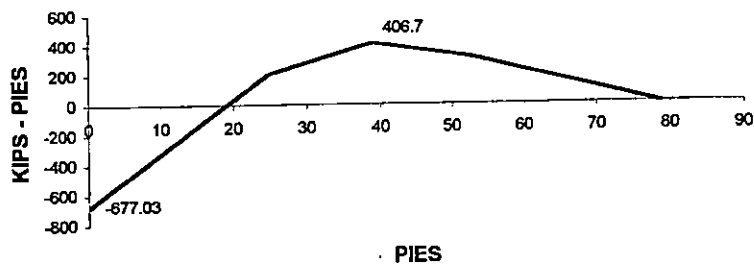


DIAGRAMA DE MOMENTO



$$MLL + = 406.7 \quad \text{kips - pie}$$

$$MLL - = 677.03 \quad \text{kips - pie}$$

$$VLL + = 35.51 \quad \text{kips}$$

$$VLL - = 12.05 \quad \text{kips}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-62

MOMENTO Y CORTANTE POR CARGA MUERTA :

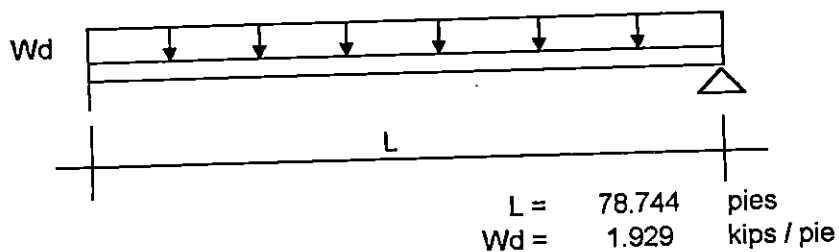


DIAGRAMA DE CORTANTE

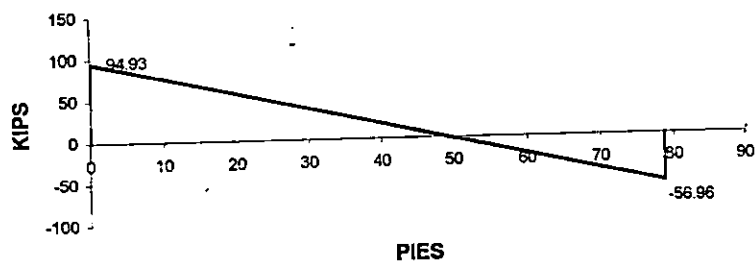
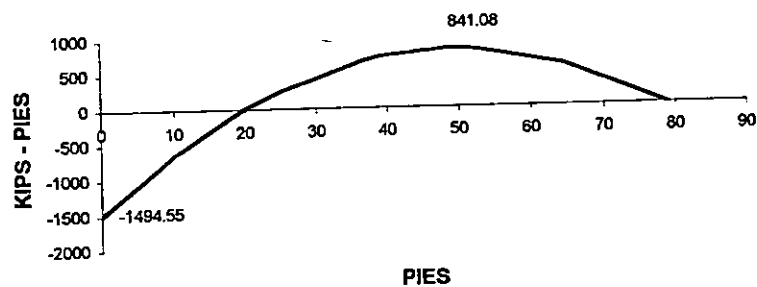


DIAGRAMA DE MOMENTO



$$MD - = 1494.55 \text{ Kips - pie}$$

$$MD+ = 841.08 \text{ Kips - pie}$$

$$VD + = 94.93 \text{ Kips}$$

$$VD - = 56.96 \text{ Kips}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-63

MOMENTO DE DISEÑO PARA EL CENTRO DEL CLARO.

DE Art. 3.22 Y TABLA 3.22.1.A:

GRUPO I                     $\chi =$

$\beta d =$        muerta

$\beta L =$        viva

**Mu + = 2,152.03 Kips - pie**

**Mu + = 297.46 Ton - m**

Mu - = 3,274.28 Kips - pie

Mu - = 452.59 Ton - m

MOMENTO DE DISEÑO PARA EL APOYO.

DE Art. 3.22 Y TABLA 3.22.1.A:

GRUPO I                     $\chi =$

$\beta d =$        muerta

$\beta L =$        viva

Mu + = 1,976.35 Kips - pie

Mu + = 273.18 Ton - m

**Mu - = 3,412.75 Kips - pie**

**Mu - = 471.73 Ton - m**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUNTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-64

SELECCIÓN DEL PERFIL DE ACERO A UTILIZAR:

De Art. 10.48 para secciones compactas:

$$M_u = F_y \times Z \qquad F_y = 36,000.00 \text{ psi}$$

$$Z_{req} = M_u / (\phi \times b \times F_y)$$

$$Z_{req} = 797.05 \text{ plg}^3$$

A partir de la Tabla de Dimensiones de secciones W del A.I.S.C.:

**Usar W 40 x 297**

Las propiedades de la sección propuesta son:

$$A = 87.4 \text{ plg}^2$$

$$r_x = 16.3 \text{ plg}$$

$$d = 39.84 \text{ plg}$$

$$r_y = 3.54 \text{ plg}$$

$$t_w = 0.93 \text{ plg}$$

Modulos Plásticos:

$$b_f = 15.825 \text{ plg}$$

$$Z_x = 1330 \text{ plg}^3$$

$$t_f = 1.65 \text{ plg}$$

$$Z_y = 215 \text{ plg}^3$$

Propiedades Elásticas:

Criterio de Sección Compacta:

$$I_x = 23200 \text{ plg}^4$$

$$b_f / 2t_f = 4.8$$

$$I_y = 1090 \text{ plg}^4$$

$$h / t_w = 36.8$$

$$S_x = 1170 \text{ plg}^3$$

$$F_y''' = 47 \text{ Ksi}$$

$$S_y = 138 \text{ plg}^3$$

$$W = 297 \text{ lb / pie}$$

Con las propiedades de la sección se procederá a revisar los Art. 10.48 y 10.5.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-65

De Art. 10.48.1.1 ( Requerimientos para secciones compactas )

**Tabla 10.48.1.2A Limitaciones para Secciones Compactas.**

Fy (psi)	36,000.00	50,000.00	
b' / t	10.8	9.2	
D / tw	101	86	
Lb / ry	100	72	( Mi / Mu = 0 *)
Lb / ry	39	28	( Mi / Mu = 1 *)

\* Para valores de Mi / Mu diferentes de 0 y 1, usar la Ecuación (10-96)

( a ) Patín en compresión del elemento:

$$b' / t = 9.59 < 10.8 \quad \text{OK !!}$$

( b ) Espesor del Alma:

$$D = d - 2 t_f$$

$$D / tw = 39.29 < 101 \quad \text{OK !!}$$

( c ) Arriostamiento Lateral:

$$Lb = 25.00 \text{ pies} \quad (\text{ Art.10.20.1 } )$$

$$Lb / ry = 17.94 < 100 \quad \text{OK !!}$$

( d ) Máxima compresión axial:

$$P \leq 0.15 \times F_y \times A$$

$$P \leq 471.96 \text{ klb}$$

**La sección escogida califica como compacta.**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	HOJA No. SP-66

De Art. 10.48.8.1 ( Capacidad para el cortante )

$$V_u = C \times V_p$$

Donde :

$$V_p = 0.58 \times F_y \times D \times t_w$$

$$V_p = 709.55 \text{ klb}$$

para:

$$D / t_w < 6000 \sqrt{k} / \sqrt{F_y} \quad \text{donde } k = 5 \text{ para vigas no atizadas}$$

$$39.29 < 70.71 \quad \text{OK !!}$$

luego:  $C = 1.00$

La capacidad del alma para resistir el cortante es :

$$V_u = 709.55 \text{ klb.}$$

De Art.10.5.2 ( Razones de peraltes )

Para la viga compuesta:

$$h = 47.71 \text{ plg}$$

$$h = d + t_s$$

$$L = 944.93 \text{ plg}$$

$$h / L = 0.0505 > 0.04 \quad \text{OK !!}$$

Para la viga de acero:

$$h = 39.84 \text{ plg}$$

$$h = d$$

$$h / L = 0.0422 > 0.033 \quad \text{OK !!}$$

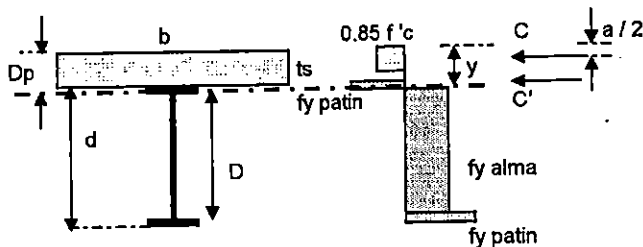
<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	<b>HOJA No.</b>	SP-67

Para el diseño de la viga se analizará la sección compuesta tal y como se establece en el Art. 10.50

Art. 10.50.1 Momento positivo en secciones de vigas compuestas:

Art. 10.5.1.1 Secciones Compactas:

Cálculo del momento resultante de la distribución plástica de esfuerzos:



$$b = 243.2 \text{ cm}$$

$$f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$ts = 20.0 \text{ cm}$$

$$Fy = 36.0 \text{ Ksi}$$

#### DISTRIBUCION PLASTICA DE ESFUERZOS.

( a ) Fuerza de compresión en la losa ( C ):

$$"( 1 ) \quad C = 0.85 \times f'c \times b \times ts + ( A fy )_c \quad ( \text{Ec. 10 - 123} )$$

$$C = 1,189.64 \text{ Ton}$$

$$C = 2,623.15 \text{ Kips}$$

$$"( 2 ) \quad C = ( A Fy )_{bf} + ( A Fy )_{ff} + ( A Fy )_w \quad ( \text{Ec. 10 - 124} )$$

$$C = 3,103.37 \text{ Kips}$$

$$C = 1,407.42 \text{ Ton}$$

La fuerza de compresión en la losa será el menor valor de los obtenidos con las ecuaciones anteriores:

$$\text{Tomar } C = 2,623.15 \text{ Kips}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-68

( b ) Espesor del bloque de esfuerzo ( a ):

$$a = ( C - ( A F_y )_c ) / ( 0.85 x f_c x b ) \quad ( \text{Ec. 10 - 125} )$$

$$a = 5.88 \quad \text{plg.}$$

$$a = 14.93 \quad \text{cm.}$$

( c ) Fuerza de compresión que se aplicará al patin superior ( C' )

$$C' = ( \Sigma ( A F_y ) - C ) / 2 \quad ( \text{Ec. 10 - 126} )$$

$$C' = 275.57 \quad \text{Kips}$$

$$C' = 124.98 \quad \text{Ton}$$

( d ) Localización del eje neutro dentro de la sección de acero:

$$\text{Para } C' < ( A F_y )_f \quad 275.57 < 940.005 \quad \text{OK!}$$

tenemos que:

$$\bar{y} = C' / ( A F_y )_f x t_f \quad ( \text{Ec. 10 - 127} )$$

$$\bar{y} = 0.484 \quad \text{plg.}$$

$$\bar{y} = 1.23 \quad \text{cm.}$$

Luego :

$$D_p = \bar{y} + t_s$$

$$D_p = 21.23 \quad \text{cm}$$

$$D_p = 8.36 \quad \text{plg.}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-69

( e ) Maximo Momento de la sección (Mp):

$$M_p = C ( D_p - a / 2 ) + C' ( y \bar{y} ) + ( A F_y )_f ( t_f - y ) / 2 \\ + ( A F_y )_{bf} ( d - \bar{y} - t_f / 2 ) + ( A F_y )_w ( d / 2 - y )$$

$$M_p = 74,824.47 \text{ Kips - plg}$$

$$M_p = 6,235.37 \text{ Kips - pie}$$

$$M_p = 861.88 \text{ Ton - m}$$

Calculo del Momento Resistente (Mu):

De Art. 10.50.1.1.2 la máxima resistencia a flexión será:

La Ecuación (10-129) es satisfecha ya que el eje neutro está localizado arriba del alma para el momento plástico.

$$D' = \beta ( d + t_s + t_h ) / 7.5 \quad \beta = 0.9 \quad \text{para } F_y = 36 \text{ Ksi}$$

$$D' = 6.67 \text{ plg.} \quad t_h = 7.87 \text{ plg.}$$

$$D_p / D' < \phi = 5 \quad (\text{Ec. 10 - 129a})$$

$$1.25 < \phi = 5 \quad \text{OK!}$$

Para :

$$D_p \leq D' \\ \text{Mu} = M_p \quad (\text{Ec. 10 - 129b})$$

$$8.36 < \phi = 6.67 \quad \text{NO}$$

Para :

$$D' < D_p \leq 5D'$$

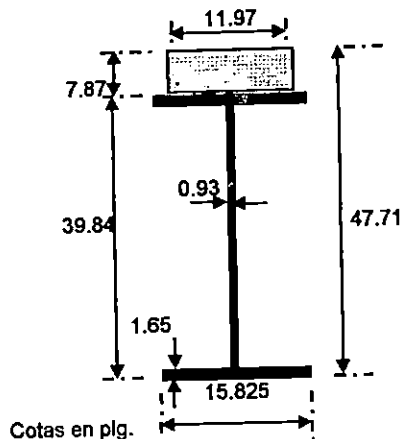
$$\text{Mu} = ( 5 M_p - 0.85 M_y ) / 4 + ( 0.85 M_y - M_p ) ( D_p / D' ) / 4$$

( Ec. 10 - 129c )

$$6.67 < 8.36 \leq 33.35 \quad \text{OK!}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-70

Calculos elásticos para determinar el momento  $M_y$ :



Centroide de la sección compuesta  $\bar{Y}$ :

$$\bar{Y} = 32.380 \text{ plg. desde el patín inferior.}$$

Momento de Inercia de la sección compuesta  $I_x$ :

$$I_x = 48,945.52 \text{ plg}^4$$

El módulo de la sección será:

$$S = I_x / C \quad \text{donde:} \quad C = 32.380 \cdot \text{plg}$$

$$S = 1,511.61 \text{ plg}^3$$

Luego:

$$M_y = S \times F_y$$

$$M_y = 4,534.83 \text{ Kips - pie}$$

Sustituyendo en Ec. 10 - 129c tenemos:

$$M_u = 6,084.78 \text{ Kips - pie}$$

$$\text{Comparando } M_u: \quad 6,084.78 > 2,152.03 \text{ OK!}$$

**LA SECCION ES ADECUADA!!!**

Transformando la losa a su equivalente en acero:

$$n = 8 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{razón de módulos de} \\ \text{elasticidad para } f_c = 4 \text{ Ksi} \end{array} \right.$$

El ancho equivalente será: ( Art. 10.38.1.3 )

$$b' = b / n$$

$$b' = 11.97 \text{ plg.}$$

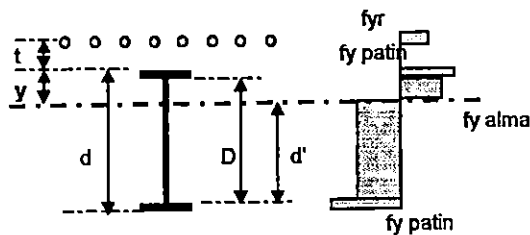
**PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.**

CALCULO:                      REVISO:                      30/09/1999      HOJA No.                      SP-71

Art. 10.50.2 Momento negativo en secciones de vigas compuestas:

Art. 10.5.2.1 Secciones Compactas:

Cálculo del momento resultante de la distribución plástica de esfuerzos:



**DISTRIBUCION PLASTICA DE ESFUERZOS.**

$$b = \boxed{243.2} \text{ cm}$$

$$\text{Sep} = \boxed{45} \text{ cm}$$

$$f_{ry} = \boxed{4200} \text{ kg / cm}^2$$

$$A_{s_{No 4}} = \boxed{1.27} \text{ cm}^2$$

$$F_y = \boxed{36.0} \text{ Ksi}$$

( a ) Fuerza de tensión en el acero de refuerzo:

$$T_r = A_{sr} \times f_{ry}$$

$$T_r = 32.00 \text{ ton}$$

$$T_r = 70.57 \text{ Klb}$$

( b ) Fuerza de tensión en el patín superior :

$$T_{tf} = (A F_y)_{tf}$$

$$T_{tf} = 940.005 \text{ Klb}$$

( c ) Fuerza de compresión en el alma :

$$C_w = (A F_y)_w$$

$$C_w = 1223.36 \text{ Klb}$$

( d ) Fuerza de compresión en el patín inferior :

$$C_{bf} = (A F_y)_{bf}$$

$$C_{bf} = 940.005 \text{ Klb}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-72

$$C = C_w + C_{bf} = 2163.36 \text{ Klb}$$

$$T = T_r + T_{tf} = 1010.57 \text{ Klb}$$

Como  $C > T$  el ENP se encuentra en el alma de la viga de acero.

$$y = (d F_y) - (A F_y)_r / (2 F_y)$$

$$y = 18.94 \text{ plg}$$

Luego:

$$d' = d - y - t_{bf} = 19.25 \text{ plg}$$

$$d' < \phi = D / 2$$

$$19.25 < \phi = 18.27 \quad \text{NO}$$

Entonces revisar si el alma de la viga cumple con los requisitos de sección compacta,

haciendo las modificaciones establecidas en el Art. 10.50.2.1

( b' ) Espesor del Alma:  $D_{cp} = d'$

$$2D_{cp} / t_w = 41.40 < 100 \quad \text{OK !!}$$

( e ) Maximo Momento de la sección ( $M_p$ ):

$$M_p = T_r ( t_s - 2 + y ) + T_{tf} ( y - t_f / 2 ) + T_w ( y - t_f ) + C_w ( d - y - t_f ) \\ + C_{bf} ( d - y - t_f / 2 )$$

$$M_p = 60,201.52 \text{ kips - plg}$$

$$M_p = 5,016.79 \text{ kips - pie}$$

$$M_p = 693.44 \text{ ton - m}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	HOJA No.	SP-73

Calculo del Momento Resistente ( $M_u$ ):

$$M_u = \phi b M_p \qquad \phi b = 0.9$$

$$M_u = 4,515.11 \text{ kips - pie}$$

$$M_u = 624.10 \text{ ton - m}$$

Momento de Diseño  $M_u$  :

$$M_u = 3,412.75 \text{ kips - pie}$$

- Comparando  $M_u$ :  $4,515.11 > 3,412.75$  OK!

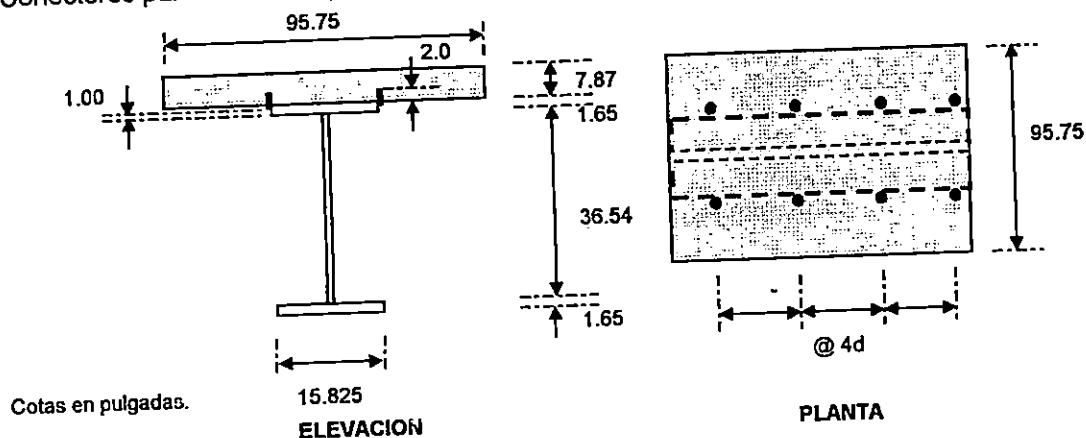
**LA SECCION ES ADECUADA!!!**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No. SP-74

DISEÑO POR CORTANTE.

A.- CORTANTE HORIZONTAL. ( Art. 10.38.5.1 )

Conectores para Cortante ( Art. 10.38.2 )



#### DETALLE DE CONECTORES PARA CORTANTE

Ancho efectivo del Patín. ( Art. 10.38.3 )

- |       |         |        |      |          |
|-------|---------|--------|------|----------|
| ( 1 ) | L / 4 = | 944.88 | plg. |          |
| ( 2 ) | S =     | 95.75  | plg. | RIGE !!! |
| ( 3 ) | 20 ts = | 157.48 | plg. |          |

Diseño por Fatiga. ( Art. 10.38.5.1 )

$$S_r = V_r \times Q / I \quad ( Ec 10 - 58 )$$

Donde :

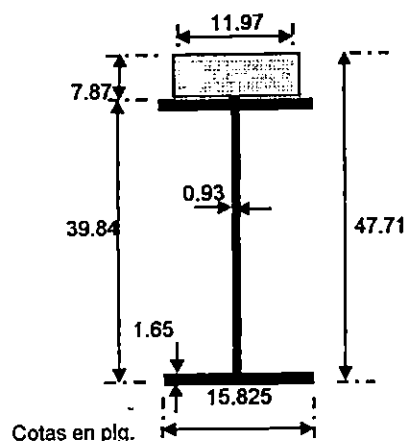
$V_r$  = Diferencia entre el máximo y mínimo cortante debido a carga viva más impacto, sobre la cubierta.

Del Diagrama de Cortante:

$$V_r = 47.57 \quad \text{kips}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-75

Calculo del Momento de Inercia ( I ) y del Momento Estático ( Q ):



Cotas en plg.  
Centroide de la sección compuesta  $\bar{Y}$ :

$$\bar{Y} = 32.380 \text{ plg. desde el patín inferior}$$

Momento de Inercia de la sección compuesta  $I_x$  :

$$I_x = 48,945.52 \text{ plg}^4$$

Momento Estático de la sección compuesta Q :

$$Q = 1,074.08 \text{ plg}^3$$

Cortante Horizontal permisible sobre un conector individual.

Para conectores soldados:

$$H / d \geq 4 \quad H = 3.00 \text{ plg}$$

$$d = 0.75 \text{ plg}$$

$$4 \geq 4 \quad \text{OK !!}$$

$$Z_r = \alpha d^2 \quad \text{donde: } \alpha = 10,600 \text{ para } 500,000 \text{ ciclos}$$

$$Z_r = 5962.5 \text{ lbs}$$

Transformando la losa a su equivalente en acero:

$$n = 8 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{razón de módulos de} \\ \text{elasticidad para } f'_c = 4 \text{ Ksi} \end{array} \right.$$

El ancho equivalente será: ( Art. 10.38.1.3 )

$$b' = b / n$$

$$b' = 11.97 \text{ plg.}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	30/09/1999	HOJA No. SP-76

Luego el cortante horizontal límite será:

$$S_r = 1.044 \text{ kips / plg}$$

Y el paso requerido para los conectores por cortante será:

$$s = (\sum Z_r) / S_r$$

De Art.10.38.2.4  $s \geq 4 d$        $s \geq 3.00 \text{ plg}$

De Art.10.52.3       $s \leq 24.00 \text{ plg}$

$$(\sum Z_r) = 11.925 \text{ kips para 2 conectores.}$$

$$s = 11.42 \text{ plg}$$

$$3.00 < s = 11.42 < 24.00 \text{ OK !!}$$

**Usar conectores @ 10.00 cm**

Resistencia Ultima. ( Art. 10.38.5.1.2 )

Número de conectores por cortante requeridos:

$$N_i = P / \phi S_u \quad (\text{Ec } 10 - 61)$$

Donde P es la fuerza en la losa definida como el menor valor de:

$$P_i = A_s F_y = 3146.4 \text{ klb}$$

$$P_j = 0.85 f_c b t_s = 2563.3 \text{ klb} \quad \text{RIGE !!}$$

La resistencia última del conector es:

Para conectores soldados ( $H/d > 4$ ):

$$S_u = 0.4 d^2 \sqrt{f_c E_c} \quad (\text{Ec } 10 - 66)$$

$$E_c = 3604996.53 \text{ psi} \quad \text{Art. 8.7.1}$$

$$\phi S_u = 22965.92 \text{ psi}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-77

Sustituyendo tenemos:

$$N_i = 112 \text{ conectores}$$

Total de conectores a utilizar para una separación  $s = 10.00$  cm:

$$N = (L / s + 2) \times 2 \quad L_1 = 50.6 \text{ pies}$$

$$L_2 = 28.14 \text{ pies}$$

Para L 1:

$$N_1 = 63 \text{ pares de conectores}$$

$$126 > 112 \text{ OK!!}$$

**Usar 126 conectores desde  $L = 0'$  hasta  $L = 50.6'$  @ 10.00 plg.**

Para L 2:

$$N = 72 \text{ conectores}$$

$$72 > 112 \text{ NO}$$

$$s = 6 \text{ plg.}$$

**Usar 112 conectores desde  $L = 50.6'$  hasta  $L = 74.78'$  @ 6.00 plg.**

Conectores Adicionales para los esfuerzos desarrollados en la losa. ( Art. 10.38.5.1.3 )

$$N_c = \frac{A_r^s \cdot f_r}{Z_r}$$

Donde:  $A_r^s = (2.432 \times 100) / 9.00 \times (0.307)$

$$A_r^s = 8.2958 \text{ plg}^2$$

$$f_r = 10,000.00 \text{ psi}$$

$$Z_r = 5962.5 \text{ lb}$$

$$N_c = 14 \text{ conectores adicionales puntos de contraflexión}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>				
CALCULO:	REVISO:	30/09/1999	HOJA No.	SP-78

B.- CORTANTE VERTICAL. ( Art. 10.38.5.2 )

Cortante de Diseño:

$$V_u = 1.3 ( V_d + 1.67 V_{LL} )$$

$$V_d = 94.93 \text{ kips} \quad ( \text{del diagrama de cortante} )$$

$$V_{LL} = 35.51 \text{ kips} \quad ( \text{del diagrama de cortante} )$$

$$V_u = 200.50 \text{ kips}$$

De Art. 10.48.8.1 la capacidad del alma para resistir el cortante es :

$$V_u = C \times V_p$$

$$V_u = 709.55 \text{ kips}$$

Comparando tenemos:

$$200.50 < 709.55$$

La capacidad para resistir el cortante es ADECUADA.

Por lo tanto no son necesarios atiesadores longitudinales ni transversales, para el alma de la viga.

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CÁLCULO:	REVISÓ:	30/09/1999	HOJA No. SP-79

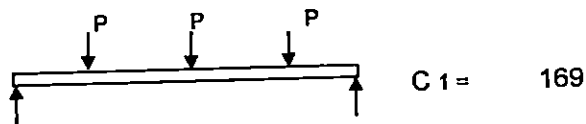
## DEFLEXIONES.

Cálculo de la Deflexión por carga viva :

De la tercera parte del manual LRFD se tiene que :

$$\Delta = (M \times L^2) / (C1 \times I_x)$$

Donde C1 es:

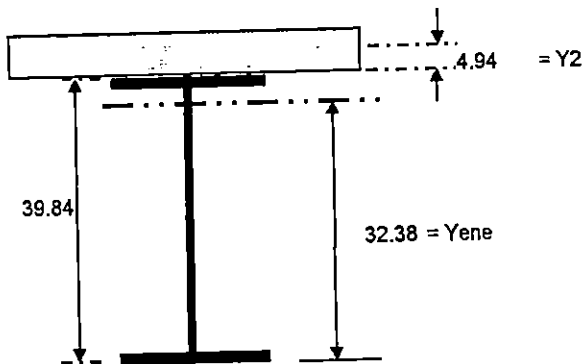


Del diagrama de momento:

$$M_{LL} = 487.62 \text{ kips - pie}$$

Límite Inferior del Momento de Inercia :

$$I = I_x + A_s (Y_{ene} - d/2)^2 + (\sum Z_r / F_y) (d + Y_2 - Y_{ene})^2$$



$$I = 36,819.92 \text{ plg}^4$$

Cotas en plg.

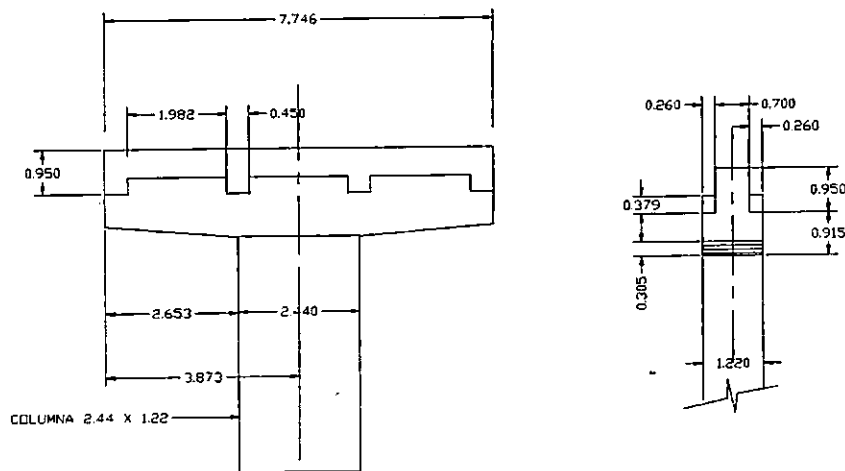
$$\Delta_{LL} = 0.49 \text{ plg}$$

$$\Delta_{ADM} = L / 800 = 1.18 \text{ plg}$$

$$0.49 < \delta = 1.18 \text{ OK !!}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	<b>HOJA No.</b>	<b>SP-80</b>

### 3.3.8 DISEÑO DE CABEZAL



Cotas en metros.

#### CARGA MUERTA.

Cortante por Carga Muerta: ( Reacciones en vigas )

Viga Interior :  $V_{di} = 16.54$  ton

Viga Exterior :  $V_{de} = 25.83$  ton

Peso propio :  $W_d = 4.28$  ton / m

Bloque Antisismico :  $P_d = 0.47$  ton

#### CARGA VIVA.

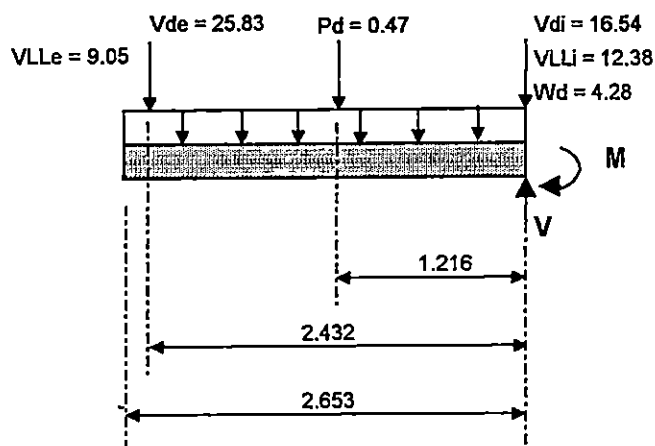
Colocando la carga de rueda a 1 pie del barandal (condición más desfavorable) más la carga viva peatonal se tiene que :

Cortante por Carga Viva :  $V_{LLe} = 9.05$  ton

Cortante por Carga Viva :  $V_{LLi} = 12.38$  ton

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-81

ANALIZANDO EL VOLADIZO :



Fuerzas en toneladas  
Cotas en metros.

Momento y Cortante por Carga Muerta  $M_d$  y  $V_d$  :

$$M_d = 78.45 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_d = 54.19 \text{ ton}$$

Momento y Cortante por Carga Viva  $M_{LL}$  y  $V_{LL}$  :

$$M_{LL} = 22.01 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{LL} = 21.43 \text{ ton}$$

Momento y Cortante de Diseño  $M_u$  y  $V_u$  :

$$M_u = 149.77 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 116.98 \text{ ton}$$

DISEÑO POR FLEXION.

( Art. 8.16 )

$$d = 181.5 \text{ cms} \quad f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$b = 70 \text{ cms} \quad f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$\phi = 0.9 \quad h = 186.5 \text{ cms}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-82

$$\phi M_n = \phi (A_s f_y (d - a/2))$$

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_c b)$$

Para  $A_s = 22.50$  cm<sup>2</sup> tenemos que :

$$a = 5.67 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 151.95 \text{ ton - m} > 149.77 \text{ OK !!}$$

Usando varilla No 8 :  $A_{s_{No8}} = 5.07$  cm<sup>2</sup>

Usar : 5 No 8

De Art 8.16.3.2.2 la relación de refuerzo balanceado es:

$$\rho_b = (0.85 \beta_1 f'_c / f_y) \times (87000 / (87000 + f_y))$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Art 8.16.2.7}$$

$$\rho_b = 0.00602 \quad \rightarrow \quad 0.75 \rho_b = 0.00451$$

La relación de refuerzo proporcionado es :

$$\rho_{prop} = A_s / b d$$

$$\rho_{prop} = 0.00217 < 0.00451 \text{ OK !!}$$

Refuerzo Mínimo por Flexión: ( Art. 8.17.1 )

$$\phi M_n > \phi = 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = f_r I_g / Y_t \quad (\text{ Art. 8.13.3 })$$

$$f_r = 0.623 \sqrt{f'_c} \quad (\text{ Art. 8.15.2.1.1 })$$

$$f_r = 10.425 \text{ kg / cm}^2$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-83

Cálculo del Momento de Inercia (  $I_g$  ) y el (  $Y_t$  ) :

$$I_g = 49027553 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = h - Y = 82.31 \text{ cms}$$

Sustituyendo tenemos :

$$M_{cr} = 62.09 \text{ ton - m}$$

$$1.2 M_{cr} = 74.51 \text{ ton - m}$$

$$151.95 > \phi = 74.51 \text{ OK !!}$$

**El refuerzo longitudinal proporcionado es adecuado.**

DISEÑO POR CORTANTE.

Contribución del Concreto: ( Art. 8.16.6.2.1 )

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d \quad \phi = \boxed{0.85}$$

$$\phi V_c = 95.774 \text{ ton}$$

Contribución del Acero :

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_s = 21.204 \text{ ton}$$

Separación Requerida : ( Art. 8.16.6.3.2 )

$$S = A_v f_y d / V_s$$

Usando varilla No 4 :  $A_{V_{No4}} = \boxed{1.27} \text{ cm}^2$

$$S = 34.37 \text{ cms}$$

**Usar : No 4 @ 32.5 cms**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-84

Refuerzo Mínimo por Cortante : ( Art. 8.19.1.2 )

$$S_{max} = A_v f_y / 0.345 b_w$$

$$S_{max} = 220.87 \text{ cms}$$

$$32.5 < 220.87 \text{ OK !!}$$

Refuerzo por Temperatura. ( Art. 8.20.1 )

$$A_s = 0.125 \text{ plg}^2 / \text{pie}$$

$$A_s = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Usar : No 4 @ 45 cms}$$

Acero longitudinal en lecho inferior :

$$A_s (+) = 1 / 2 A_s (-) \quad (\text{ Art. 8.16.3.4 } )$$

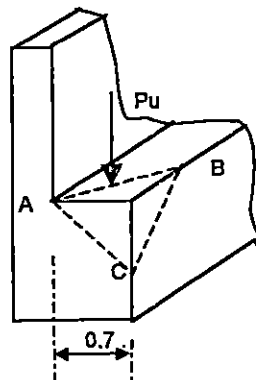
$$A_s (+) = 13.785 \text{ cm}^2$$

Usando varilla No 7 :  $A_{s_{No.7}} = \boxed{3.88} \text{ cm}^2$

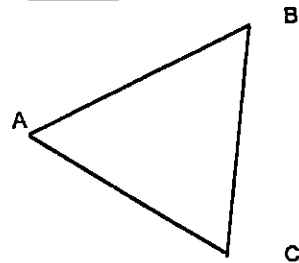
$$\text{Usar : 4 No 7}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-85

Revisión del cortante en la esquina del cabezal :



$$d = 0.70 \text{ m.}$$



$$AB = AC = CB = 0.990 \text{ m}$$

Area de Concreto resistente a cortante.

$$S = 1.485$$

$$Ac = 14849.242 \text{ cm}^2$$

Cortante de Diseño.

$$VD = 56.96 \text{ ton}$$

$$VLL = 19.96 \text{ ton}$$

$$Vu = 117.38 \text{ ton}$$

Contribución del concreto a la resistencia al cortante.

$$Vc = 0.5309 \sqrt{f'c} Ac$$

$$Vc = 131.92 \text{ ton}$$

$$Vc > Vu$$

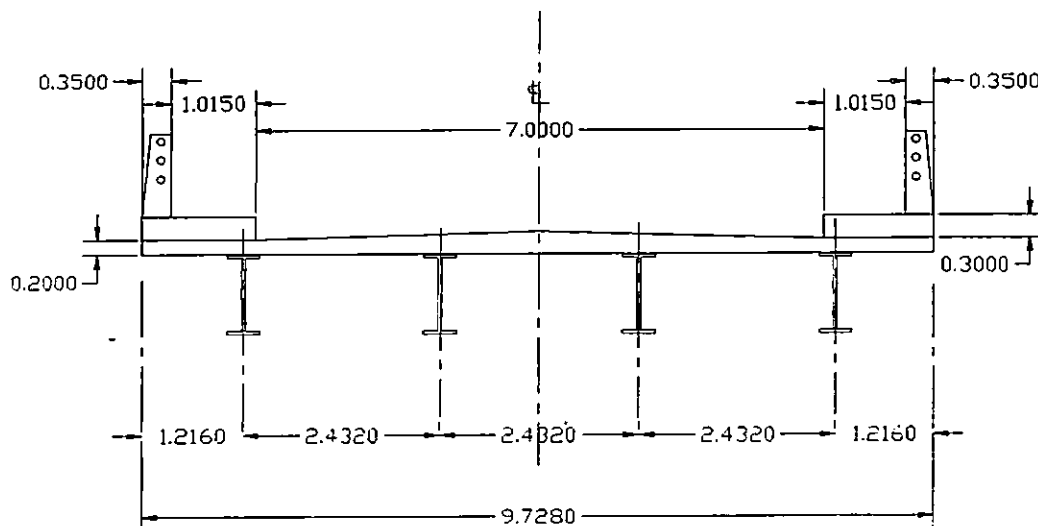
$$131.92 > 117.38$$

El concreto absorbe todo el cortante.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-86

### 3.3.9 ANALISIS SISMICO.

#### CARGAS MUERTAS



Viga Exterior	$2 \times 0.297 \times 3.281 / 2.205 =$	0.884	ton / m
Viga Interior	$2 \times 0.235 \times 3.281 / 2.205 =$	0.699	ton / m
Losa	$0.2 \times 9.73 \times 2.4 =$	4.670	ton / m
Barandal + Postes	$(0.05 + 0.168) \times 2 =$	0.436	ton / m
Utilidades Futuras	$0.07 \times 7.00 \times 1.75 =$	0.858	ton / m
Acera	$2 \times 0.3 \times 1.365 \times 2.4 =$	1.966	ton / m
<b>Peso de superestructura ( Ws ) =</b>		<b>9.513</b>	<b>ton / m</b>

Contribución de la pila :

$$1/3 \times 2.44 \times 1.22 \times 8 \times 2.4 = 19.052 \text{ ton}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-87

Cálculo del Coeficiente de Aceleración Sísmica :

Según el Mapa de Zonificación Sísmica de El Salvador:

Zona de Ubicación Sísmica : Zona I

Luego :  $A = 0.4$  Tomado de Tabla 1 de Norma Técnica

Clasificación del puente según desempeño sísmico :

De Art. 3.4 sobre Diseño Sísmico se tiene que :

IC = II

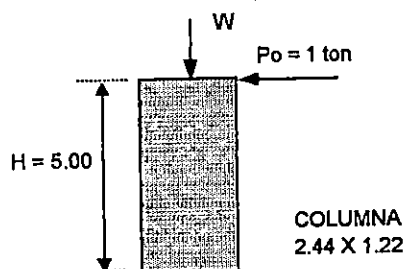
SPC = C

Selección del Método de Análisis: ( Art. 4.2 )

De Tabla 4.2.A se puede utilizar el Método I o el Método II..

Utilizando el Método I tenemos que: ( Art. 4.3 )

Paso I : Cálculo del desplazamiento estático máximo  $V_{smax}$  :



$$V_{smax} = (P_o H^3) / (3 E I)$$

$$I = 0.3692 \text{ m}^4$$

$$E = 2526713 \text{ Ton / m}^2$$

$$V_{smax} = 0.000045 \text{ m}$$

Paso II : Cálculo de la rigidez lateral del puente K y el peso total W :

$$K = P_o H / V_{smax}$$

$$K = 111950 \text{ Ton / m}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:		HOJA No. SP-88

Peso Total de la Superestructura :

$$W = 247.36 \text{ ton}$$

Paso III : Cálculo del período del puente T :

$$T = 2 \pi \sqrt{(W / g K)}$$

$$T = 0.09 \text{ seg}$$

Paso IV : Cálculo de la Carga Sísmica Estática Equivalente Pe :

$$Pe = Cs W$$

Donde :  $Cs = 1.2 A S / T^{2/3}$  ( Art. 3.6.1 )

$$S = 1.2 \quad \text{Según Art. 3.5.1 ( Tabla 3.5.1 )}$$

$$Cs = 2.780 < 2.0 A = 0.8 \quad \text{NO}$$

Tomar :  $Cs = 0.8$

$$Pe = 197.885 \text{ ton}$$

Paso V : Cálculo de los desplazamientos y fuerzas en los miembros, aplicando Pe a la estructura.

$$\text{Factor F} = Pe / Po$$

$$\text{Factor F} = 197.885$$

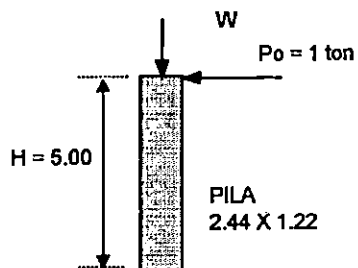
Aplicando el factor F a los momentos y cortantes en la base de la pila:

$$M_{sy} = 5 \text{ ton - m} \quad \times F = M_{sy} = 989.43 \text{ ton - m}$$

$$V_{sx} = 1 \text{ ton} \quad \times F = V_{sx} = 197.89 \text{ ton}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-89

Paso I : Cálculo del desplazamiento estático máximo  $V_{smax}$  :



$$V_{smax} = (P_o H^3) / (3 E I)$$

$$I = 1.4769 \text{ m}^4$$

$$E = 2526713 \text{ Ton / m}^2$$

$$V_{smax} = 0.000011 \text{ m}$$

Paso II : Cálculo de la rigidez lateral del puente  $K$  y el peso total  $W$  :

$$K = P_o H / V_{smax}$$

$$K = 447801 \text{ Ton / m}$$

Peso Total de la Superestructura :

$$W = 228.31 \text{ ton}$$

Paso III : Cálculo del período del puente  $T$  :

$$T = 2\pi \sqrt{(W / g K)}$$

$$T = 0.05 \text{ seg}$$

Paso IV : Cálculo de la Carga Sísmica Estática Equivalente  $Pe$  :

$$Pe = C_s W$$

Donde :  $C_s = 1.2 A S / T^{2/3}$  ( Art. 3.6.1 )

$$S = 1.2 \quad \text{Según Art. 3.5.1 ( Tabla 3.5.1 )}$$

$$C_s = 4.533 < 2.0 A = 0.8 \quad \text{NO}$$

Tomar :  $C_s = 0.8$

$$Pe = 182.644 \text{ ton}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	<b>HOJA No.</b>	<b>SP-90</b>

Paso V : Cálculo de los desplazamientos y fuerzas en los miembros, aplicando  $P_e$  a la estructura.

$$\text{Factor } F = P_e / P_o$$

$$\text{Factor } F = 182.644$$

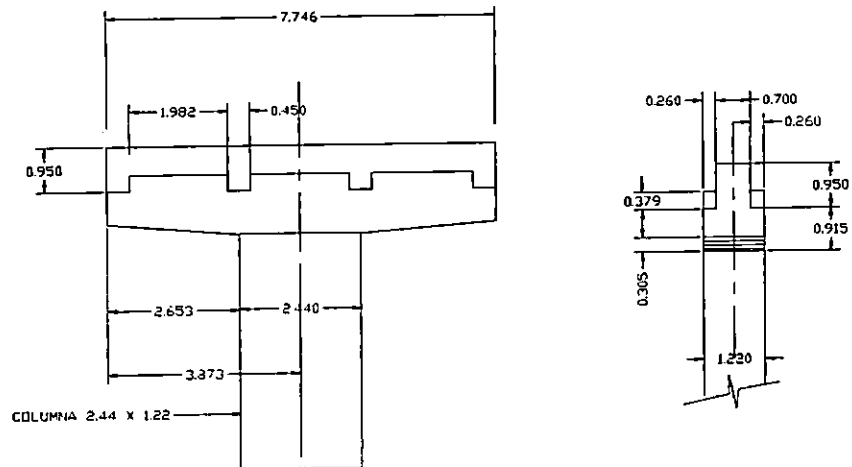
Aplicando el factor  $F$  a los momentos y cortantes en la base de la pila:

$$M_{sx} = 5 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \times F = \quad M_{sx} = 913.22 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{sy} = 1 \text{ ton} \quad \times F = \quad V_{sy} = 182.64 \text{ ton}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-91

### 3.3.10 DISEÑO DE PILA CENTRAL



#### CARGAS DE DISEÑO.

Combinación Ortogonal de Fuerzas Sísmicas.

( Art. 3.9 )

Caso de Carga I :

$$M_{sy} = 100\% M_{sy} + 30\% M_{sx}$$

$$V_{sy} = 100\% V_{sy} + 30\% V_{sx}$$

$$M_{sy} = 1,263.40 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{sy} = 242.01 \text{ ton}$$

Caso de Carga II :

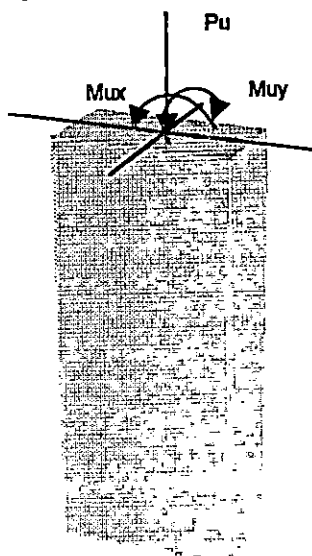
$$M_{sx} = 100\% M_{sx} + 30\% M_{sy}$$

$$V_{sx} = 100\% V_{sx} + 30\% V_{sy}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-92

$$M_{sx} = 1,210.05 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{sx} = 252.68 \text{ ton}$$



$$P_u = 1.3(W_{su} + w_c) + 1.7 \text{ PLL}$$

$$P_{dsu} = 228.312 \text{ ton}$$

$$P_{dc} = 33.170 \text{ ton}$$

$$\text{PLL} = 85.72 \text{ ton}$$

$$P_u = 526.025 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1.0 \times (M_{sx} / R)$$

$$M_{uy} = 1.0 \times (M_{sx} / R)$$

$$V_{ux} = 1.0 \times (V_{sx} / R) \times \text{FS}$$

$$V_{uy} = 1.0 \times (V_{sx} / R) \times \text{FS}$$

De Tabla 3.7 Art. 3.7 tenemos que:

$$R = 3.0$$

FS = es un factor de seguridad debido a la formación de rotulas plásticas en la base de la pila; según Roberto Meli y Enrique Bazán ( Diseño Sísmico de Edificios ).

$$\text{FS} = 1.25$$

$$M_{ux} = 403.35 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

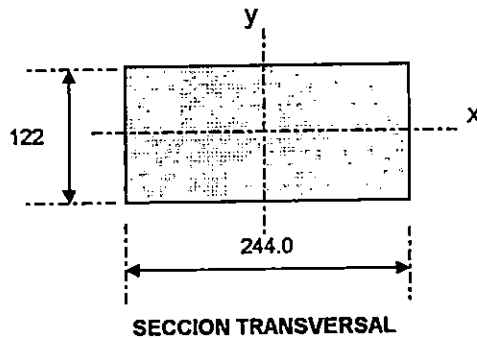
$$M_{uy} = 421.13 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{ux} = 105.28 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 100.84 \text{ ton}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-93

DISEÑO POR EFECTO BIAxIAL.



$$f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$\phi = 0.7$$

$$hy = 122 \text{ cm}$$

$$hx = 244 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.65$$

Cargas Nominales requeridas para columnas con detallado especial usando estribos como refuerzo transversal.

$$Pn = Pu / \phi$$

$$Pn = 751.46 \text{ ton}$$

$$Mnx = Mux / \phi$$

$$Mnx = 576.21 \text{ ton-m}$$

$$Mny = Muy / \phi$$

$$Mny = 601.62 \text{ ton-m}$$

Probando :  $\beta = 0.65$

$$Mny/Mnx = 1.044$$

$$hx / hy = 2$$

Hallar Mnox!!

Hallando Mnox:

$$Mnox = Mnx + (Mny (hy / hx)(1 - \beta) / \beta)$$

$$Mnox = 738.19 \text{ ton-m}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-94

Para emplear los diagramas de interacción de columnas se calcula:

$$\phi P_n / A_g = 0.018 \text{ ton/cm}^2$$

$$\phi M_{nox} / A_g h = 0.0142 \text{ ton/cm}^2$$

$$\chi = (h - 12) / h$$

$$\chi = 0.90$$

De diagrama de interacción de columnas y usando refuerzo en las cuatro caras

tenemos :

$$\rho = 1.10\% \quad 0.01 < \rho < 0.06 \text{ Art. 7.6.2(A)}$$

$$A_s = b \times h \times \rho$$

$$A_s = 327.448 \text{ cm}^2$$

Usando varillas No. 10 tenemos que :

$$A_{s_{\text{No. 10}}} = \boxed{8.17} \text{ cm}^2$$

**Usar 40 No. 10 distribuidas en las cuatro caras.**

$$A_{sp} = 327.448 \text{ cm}^2$$

Revisando el diseño por el método de la PCA de contornos de carga tenemos:

$$P_o = 0.85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y$$

$$P_o = 8,382.13 \text{ ton.}$$

$$\phi P_n / A_g = 0.018 \text{ ton/cm}^2, \quad \rho_{\text{prop}} = 1.10\%$$

De diagrama de interacción de columnas se lee :

$$\phi M_{nox} / A_g h_y = 0.014 \text{ ton/cm}^2$$

$$M_{nox} = 0.014 \times A_g \times h_y / \phi$$

$$M_{nox} = 726.34 \text{ ton-m}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-95

$$M_{noy} = 0.014 \times A_g \times h_x / \phi$$

$$M_{noy} = 1,452.68 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$P_n/P_o = 0.090$$

Para una cuantía de :

$$\omega = \rho f_y / f'_c$$

$$\omega = 0.165$$

De graficas se obtiene que :

$$\beta = 0.75$$

Sustituyendo valores en la siguiente ecuación se tiene :

$$(M_{nx}/M_{nox})^{\log(0.5/\beta)} + (M_{ny}/M_{noy})^{\log(0.5/\beta)} \leq 1$$

$$0.692 \leq 1$$

**La sección es apropiada!!**

DISEÑO POR CORTANTE.

Cortante de diseño:

$$V_{ux} = 105.28 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 100.84 \text{ ton}$$

De Art.8.16.6.2.2 se calcula la capacidad a cortante de columna:

$$V_c = 2 \cdot (\sqrt{f'_c}) \cdot b_w \cdot d$$

Para direccion x-x se tiene:

$$b_w = 122.00 \text{ cm}$$

$$d = 236.00 \text{ cm}$$

$$V_c = 255.34 \text{ ton.}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	<b>HOJA No.</b>	<b>SP-96</b>

De Art.8.16.6.1.1 se tiene:

$$VU < \phi V_n$$

$$V_{Ux-x} = 105.28 \text{ ton}$$

Contribucion del acero para absorver el cortante actuante:

$$\phi V_s = \phi VU - \phi V_c$$

$$V_s = -150.06 \text{ ton} \quad \text{Usar refuerzo minimo.}$$

De Art.8.19.1.2 se calcula la separacion mínima requerida para el acero de refuerzo

$$S = Av_f y / 50 b_w < d / 2 \text{ ó } 24" \quad \text{Art. 8.19.3}$$

Probando una varilla # 5 se tiene:

$$S = 790.88 \text{ cm} \quad \text{Usar No.5 @ 50.00 cms}$$

Para direccion y-y se tiene:

$$b_w = 114.00 \text{ cm}$$

$$d = 244.00 \text{ cm}$$

$$V_c = 246.69 \text{ ton.}$$

De Art.8.16.6.1.1 se tiene:

$$VU < \phi V_n$$

$$V_{Uy-y} = 100.84 \text{ ton}$$

Contribucion del acero para absorver el cortante actuante:

$$\phi V_s = \phi VU - \phi V_c$$

$$V_s = -145.85 \text{ ton}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SP-97

De Art.8.19.1.2 se calcula la separacion mínima requerida para el acero de refuerzo

$$S = Av fy / 50 bw < d / 2 \text{ ó } 24" \quad \text{Art. 8.19.3}$$

Probando una varilla # 5 se tiene:

$$S = 846.38 \text{ cm} \quad \text{Usar No.5 @ 50.00 cms}$$

Requerimientos por Diseño Sísmico:

Separacion requerida en zonas confinadas según Division I-A de norma AASTHO:

$$A_{sh} = (0.30 S h_c f'_c / f_y) * ((A_g / A_c) - 1)$$

$$A_{sh} = 1.23 \text{ Pulg}^2$$

$$A_c = 4170.13 \text{ Pulg}^2$$

$$A_g = 4614.05 \text{ Pulg}^2$$

$$h_c = 92.91 \text{ Pulg.}$$

$$S = 6.22 \text{ Pulg.} \quad (\text{Usar 4 Pulg como maximo.})$$

$$S = 15.79 \text{ cm}$$

**Usar No.5 @ 15.00 cms en las zonas confinadas.**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUEBTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
<b>CALCULO:</b>	<b>REVISO:</b>	<b>HOJA No.</b>	<b>SB - 1</b>

### 3.3.11 DISEÑO DE ZAPATA DE PILA CENTRAL.

#### PREDIMENSIONAMIENTO

$$D_f (m) = \boxed{3.5} \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = \boxed{1.7} \text{ ton / m}^3$$

$$\gamma_{\text{prom}} = 2.05 \text{ ton / m}^3$$

$$q_{\text{adm}} = \boxed{3.50} \text{ Kg / cm}^2$$

$$q_{\text{neto}} = 27.825 \text{ ton / m}^2$$

#### Cargas de Servicio

$$P_{dsu} = \boxed{228.312} \text{ ton}$$

$$M_{dx} = \boxed{0} \text{ ton - m}$$

$$P_{sx} = \boxed{0} \text{ ton}$$

$$M_{dy} = \boxed{0} \text{ ton - m}$$

$$P_{sy} = \boxed{0} \text{ ton}$$

$$M_{LLx} = \boxed{0} \text{ ton - m}$$

$$P_{LL} = \boxed{85.72} \text{ ton}$$

$$M_{LLy} = \boxed{0} \text{ ton - m}$$

$$P_{dc} = \boxed{68.89} \text{ ton}$$

$$M_{sx} = \boxed{403.35} \text{ ton - m}$$

$$SC = \boxed{401.80} \text{ ton}$$

$$M_{sy} = \boxed{421.03} \text{ ton - m}$$

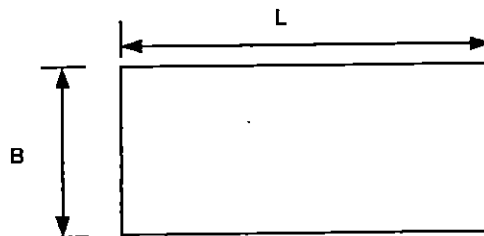
$$SUMA = 784.722 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_x = 403.35 \text{ ton - m}$$

$$\Sigma M_y = 421.03 \text{ ton - m}$$

$$L = \boxed{8.00} \text{ m}$$

$$B = \boxed{7.00} \text{ m}$$



<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 2

$$\Sigma P_{serv} = 784.722 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_{xserv} = 403.35 \text{ ton - m}$$

$$\Sigma M_{yserv} = 421.03 \text{ ton - m}$$

#### Excetricidades

$$e_L = 0.51 \text{ m}$$

$$e_B = 0.54 \text{ m}$$

$$e_L/L = 0.06$$

$$e_B/B = 0.08$$

#### Resulta caso i:

$$q_{max} = 25.86 \text{ ton / m}^2$$

$$25.86 < 27.825 \quad q_{max} < q_{neto} \quad \text{OK!!}$$

#### DISEÑO ESTRUCTURAL

$$P_u = 1094.80 \text{ ton}$$

$$f'_c = \boxed{280.00} \text{ Kg / cm}^2$$

$$M_{ux} = 504.19 \text{ ton - m}$$

$$f_y = \boxed{4200.00} \text{ Kg / cm}^2$$

$$M_{uy} = 526.29 \text{ ton - m}$$

#### Excentricidades de Diseño

$$e_{uL} = 0.46 \text{ m}$$

$$e_{uB} = 0.48 \text{ m}$$

$$e_{uL}/L = 0.06$$

$$e_{uB}/B = 0.07$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 3

Para caso i:

$q_{max} =$	36.08	ton / m <sup>2</sup>		
	36.08	<	37.01	$q_{max} < q_{neto}$ OK!!
$q_{u1} =$	36.08	ton / m <sup>2</sup>	→	$q_{un1} =$ .26.750 ton / m <sup>2</sup>
$q_{u2} =$	18.10	ton / m <sup>2</sup>	→	$q_{un2} =$ 8.768 ton / m <sup>2</sup>
$q_{u3} =$	3.02	ton / m <sup>2</sup>	→	$q_{un3} =$ -6.305 ton / m <sup>2</sup>
$q_{u4} =$	21.00	ton / m <sup>2</sup>	→	$q_{un4} =$ 11.677 ton / m <sup>2</sup>

Revisión por punzonamiento

$h_{zapata} =$	1.00	m	$A_{cr} =$	6.97	m <sup>2</sup>
Peralte =	0.879	m	$V_u =$	942.09	ton
$h_{x\ col} =$	2.44	m	$b_o =$	10.84	m
$h_{y\ col} =$	1.22	m	$\phi V_c =$	1436.02	ton
	1436.02	>	942.09	$\phi V_c > V_u$	OK!!

Revisión por levantamiento de la zapata

\* Franja perpendicular a L

$X_{crit} =$	2.511	m	$V_u =$	428.60	ton
$q(x) =$	22.02	ton / m <sup>2</sup>	$\phi V_c =$	546.71	ton
	546.714	>	428.60	$\phi V_c > V_u$	OK!!

\* Franja paralela a L

$X_{crit} =$	1.401	m	$V_u =$	215.34	ton
			$\phi V_c =$	531.09	ton

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 4

$$531.09 > 215.34 \quad \phi V_c > V_u \quad \text{OK!!}$$

### Revisión por flexión

\*Flexión alrededor del eje x

$$\begin{aligned} X_{\text{crit}} &= 3.39 \text{ m} \\ q(x) &= 20.36 \text{ ton / m}^2 \\ \mu &= 288.28 \text{ ton - m} \end{aligned}$$

\*Flexión alrededor del eje y

$$\begin{aligned} X_{\text{crit}} &= 2.28 \text{ m} \\ \mu &= 399.51 \text{ ton - m} \end{aligned}$$

### Acero por flexión

$$\begin{aligned} \mu &= 288.28 \text{ ton - m} \\ A_s &= 169.8 \text{ cm}^2 \quad \text{N}^\circ \text{ var \# 8} = 33 \\ S &= 21 \text{ cm (perpendicular a B)} \\ \mu &= 399.51 \text{ ton - m} \\ A_s &= 163.81 \text{ cm}^2 \quad \text{N}^\circ \text{ var \# 8} = 32 \\ S &= 25 \text{ cm (perpendicular a L)} \end{aligned}$$

**Usar No. 8 @ 20.00 cms en ambos sentidos.**

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 6

### 3.3.12 DISEÑO DE ESTRIBOS.

#### DATOS DE ENTRADA.

$$\gamma_s = 1.78 \text{ ton / m}^3$$

$$\phi = 35.0^\circ$$

$$f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

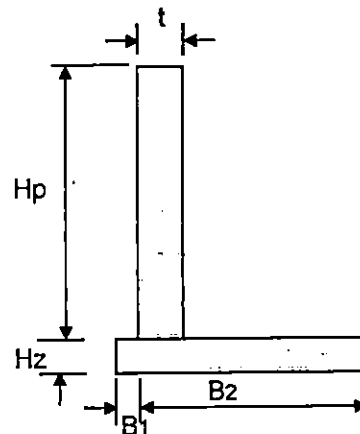
$$f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_t = 3.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{FSD} = 1.5 \quad \text{Art. 5.5.5}$$

$$\text{FSV} = 2.0 \quad \text{Art. 5.5.5}$$

$$H_p = 6.10 \text{ m}$$



#### DISEÑO DE MURO LONGITUDINAL.

$$\text{De } \phi = 35^\circ \rightarrow \text{Vaciado in situ } \mu = \text{tg } \phi \leq 0.6$$

$$\mu = 0.700 < 0.6 \quad \text{NO}$$

Usar  $\mu = 0.6$  para el cálculo de la estabilidad contra deslizamiento.

$$K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi / 2) \rightarrow K_a = 0.271$$

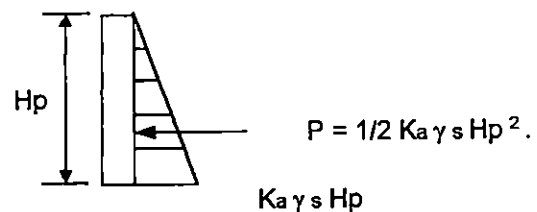
$$K_a \gamma_s = 0.482 \text{ ton / m}^3$$

#### Dimensionamiento de la pantalla.

$$t = 0.75 \text{ m}$$

$$M_u = 1.7M = 1.7 K_a \gamma_s (H_p^3 / 6)$$

$$M_u = 31.02 \text{ ton - m}$$



<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 7

Además:

$$M_u = \phi b d^2 f'c w (1 - 0.59 w) \quad \text{Donde:}$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.004 \quad \longrightarrow \quad w = \rho (f_y / f'c) = 0.08$$

$$d = t - \text{rec} - (\phi_{No.5} / 2) \quad \longrightarrow \quad d = 70.205 \text{ cm}$$

$$M_u = 71.01 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \geq \quad 31.02 \quad \text{OK}$$

Verificación por Cortante.

$$V_u = 1.7V_d = 1.7 (1/2) K_a \gamma s (H_p - d)^2$$

$$V_u = 11.95 \text{ ton} \quad \phi = 0.85$$

$$V_s / \phi = 14.06 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 (\sqrt{f'c}) b d \quad \longrightarrow \quad V_c = 53.92 \text{ ton}$$

Si el acero se traslapa en la base  $V_{ce} = 2/3 V_c$

$$V_{ce} = 35.95 \text{ ton} > V_s / \phi = 14.06 \quad \text{OK}$$

Dimensionamiento de la Zapata.

$$H_z = t + 5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad H_z = 0.80 \text{ m}$$

$$H = H_p + H_z \quad \longrightarrow \quad H = 6.90 \text{ m}$$

a) Por estabilidad al deslizamiento.

$$\gamma_m = 2.00 \text{ ton / m}^3$$

$$B_1 / H > = FSD(K_a \gamma s / 2 \gamma_m \mu) = 0.301$$

$$B_1 > = 2.08 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad B_1 = 2.80 \text{ m}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 8

b) Por estabilidad al volteo.

$$B_2 / H > = ((\mu \text{ FSV}) / (3 \text{ FSD})) - (B_1 / 2 H) = 0.064$$

$$B_2 > = 0.44 \text{ m} \longrightarrow B_2 = 0.60 \text{ m}$$

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD.

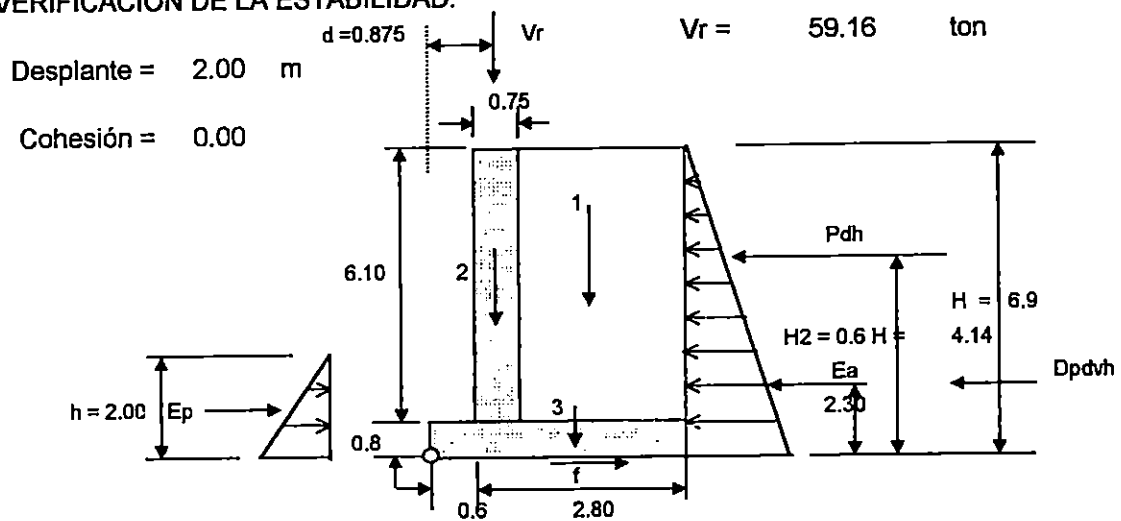


Figura No.	Area m <sup>2</sup>	$\gamma$ ton / m <sup>3</sup>	Peso W ton / m	Brazo m	MR ton - m / m
1	13.725	1.78	24.4305	2.375	58.02
2	4.575	2.4	10.98	0.975	10.71
3	2.72	2.4	6.528	1.70	11.10
SUMA		$W_t = N =$	41.939	MR =	79.83

Calculo de los empujes pasivo y activo.

$$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi / 2) \longrightarrow K_p = 3.690$$

$$K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi / 2) \longrightarrow K_a = 0.271$$

$$E_a = K_a \gamma_s H^2 / 2 - 2CHK_a^2 \quad E_a = 10.827 \text{ ton / m}$$

$$E_p = K_p \gamma_s h^2 / 2 + 2ChK_p^2 \quad E_p = 13.137 \text{ ton / m}$$

Fuerza de fricción :  $f = \mu N \quad f = 25.163 \text{ ton / m}$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 9

Calculo de las fuerzas sismicas.

Coefficiente de Aceleración Sísmica :

Según el Mapa de Zonificación Sísmica de El Salvador:

Zona de Ubicación Sísmica : **Zona I**

Luego :  $A = 0.4$  Tomado de Tabla 1 de Norma Técnica

$$P_{dh} = 3/8 \gamma_s H_2 A \longrightarrow P_{dh} = 1.105 \text{ ton / m}$$

$$P_{dv} = 1/2 \gamma_s H_2 A \longrightarrow P_{dv} = 1.474 \text{ ton / m}$$

La carga vertical se transforma en horizontal multiplicandola por  $K_a$

$$D_{pdvh} = P_{dv} K_a \longrightarrow D_{pdvh} = 0.399 \text{ ton / m}$$

a. Deslizamiento.

$$FSD > 1.5$$

$$FSD = (E_p / f) / (P_{dh} + D_{pdvh} + E_a) = 3.11 > 1.5 \quad \text{OK}$$

b. Volteo.

$$FSV > 2.0$$

$$FSV = MR / MV$$

$$MV = (E_a + D_{pdvh})(H / 3) + P_{dh}(0.6 H)$$

$$MV = 29.515 \text{ ton - m / m}$$

$$FSV = 2.70 > 2.0 \quad \text{OK}$$

c. Hundimiento.

$$e = M / Wt$$

a)  $M = MR - MV - Wt(B/2)$  sin considerar reacciones de las vigas

b)  $M = MR - MV - (Wt B/2) + V_r d$  considerando reacciones de las vigas

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 10

a) Para el caso sin considerar las reacciones de las vigas

$$M = -20.985 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$e = 0.50 \text{ m} < B/6 = 0.5 \quad \text{NO}$$

Capacidad de carga del suelo:

$$q_{\max} = (Wt/A) (4B/(3B - 6e)) \quad \text{donde: } A = B \times 1$$

$$q_{\max} = 23.31 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.00 \text{ ton/m}^2 \quad \text{en } b = 3.60 \text{ m}$$

Luego:

$$q_{\max} < \sigma_t$$

$$23.31 < 30 \quad \text{OK}$$

b) Para el caso considerando las reacciones de las vigas

$$M = 30.780 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$e = 0.73 \text{ m} < B/6 = 0.5 \quad \text{NO}$$

Capacidad de carga del suelo:

$$q_{\max} = (Wt/A) (4B/(3B - 6e)) \quad \text{donde: } A = B \times 1$$

$$q_{\max} = 28.94 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.00 \text{ ton/m}^2 \quad \text{en } b = 2.90 \text{ m}$$

Luego:

$$q_{\max} < \sigma_t$$

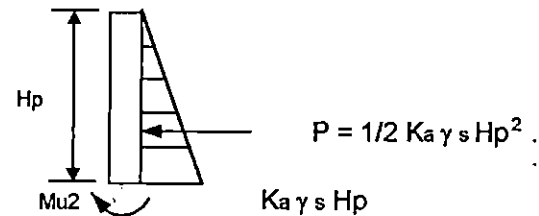
$$28.94 < 30 \quad \text{OK}$$

<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 11

## DISEÑO DE PANTALLA.



CONDICION DE CARGA I



CONDICION DE CARGA II

Para la condición de carga I:

$$Mu1 = Mr = \boxed{30.86} \text{ ton-m/m}$$

$$t = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Para: } As = \boxed{19.8} \text{ cm}^2$$

$$a = As f_y / (0.85 f'_c b)$$

$$Mu = \phi As f_y (d - a/2)$$

$$50.80 > 30.86 \quad \text{OK}$$

$$\text{Utilizando varilla No. 5: } As = \boxed{1.98} \text{ cm}^2$$

$$S = 10.00 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 5 @ 10.00 cm

Para la condición de carga II:

$$Mu2 = 31.02 \text{ ton - m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$t = 0.75 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad d = 70.205 \text{ cm}$$

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 12

Para:  $As = 19.8 \text{ cm}^2$

$$a = As f_y / (0.85 f'_c b) \quad a = 4.66 \text{ cm}$$

$$Mu = \phi As f_y (d - a/2) \quad Mu = 50.80 \text{ ton - m}$$

$$50.80 > 31.02 \quad \text{OK}$$

Utilizando varilla No. 5:  $As = 1.98 \text{ cm}^2$

$$S = 10.00 \text{ cm}$$

**Usar varilla No. 5 @ 10.00 cm**

Refuerzo Mínimo:

$$\rho_{\min} = 0.001$$

$$As = 7.02 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Utilizando varilla No. 5:  $As = 1.98 \text{ cm}^2$

$$S = 28.20 \text{ cm}$$

**Usar varilla No. 5 @ 20 cm**

REFUERZO HORIZONTAL

$$Ast = \rho_t b t$$

$$\rho_t = 0.002 \quad \text{para } \phi \geq 5/8 \text{ y } f_y \geq 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Para  $t > 25 \text{ cm}$  usar refuerzo horizontal en las dos caras.

$$Ast = 15.00 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$2/3 Ast = 10.00 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } \phi 1/2" @ 15 \text{ cm.}$$

$$1/3 Ast = 5.00 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } \phi 3/8" @ 15 \text{ cm.}$$

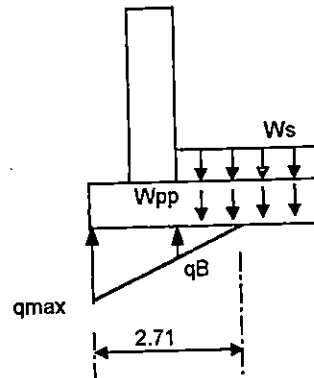
<b>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.</b>			
CALCULO:	REVISO:	HOJA No.	SB - 13

## DISEÑO DE ZAPATA.

$$W_s = 10.86 \text{ ton / m}$$

$$W_{pp} = 1.92 \text{ ton / m}$$

$$q_{\max} = 27.61 \text{ ton / m}^2$$



## Zapata Anterior.

$$W_{zant} = 1.3 (1.3 q_{\max} - 0.75 W_z)$$

$$W_{zant} = 44.79 \text{ ton / m}$$

$$M_u = W_{zant} L^2 / 2$$

$$M_u = 8.06 \text{ ton - m}$$

$$\text{Para: } A_s = \boxed{5.07} \text{ cm}^2$$

$$a = A_s f_y / (0.85 f'_c b)$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$13.63 > 8.06 \quad \text{OK}$$

$$d = 71.705 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$a = 1.19 \text{ cm}$$

$$M_u = 13.63 \text{ ton - m}$$

## Refuerzo Minimo

$$A_{s \min} = 0.001 b d$$

$$A_{s \min} = 7.17 \text{ cm}^2$$

Usar varilla No. 7 @ 20 cm

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	29/09/1999	HOJA No. SB - 14

Zapata Posterior.

$$q_B = q_{\max} (2.71 - B_2 - t) / 2.71$$

$$q_B = 15.89 \text{ ton / m}^2$$

$$d = 71.705 \text{ cm}$$

$$W_u = 1.4 (W_s + W_{pp})$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$W_u = 17.89 \text{ ton / m}$$

$$M_u = W_u B_1^2 / 2 - 1.4 q_B (2.71 - B_2 - t)^2 / 6$$

$$M_u = 61.10 \text{ ton - m}$$

Para:  $A_s = \boxed{35} \text{ cm}^2$

$$a = A_s f_y / (0.85 f'c b)$$

$$a = 8.24 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$M_u = 69.42 \text{ ton - m}$$

$$89.42 > 61.10 \quad \text{OK}$$

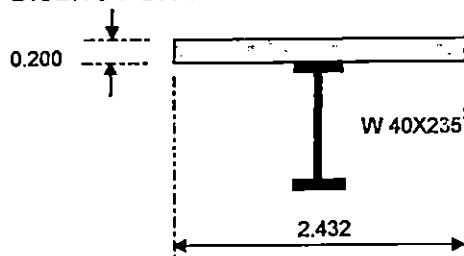
Utilizando varilla No. 7:  $A_s = \boxed{3.88} \text{ cm}^2$

$$S = 11.09 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 7 @ 10.00 cm

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.				
CALCULO:	REVISO:	29/09/1999	HOJA No.	SB - 15

## DISEÑO POR TEMPERATURA.



$$A_{\text{losa}} = 0.486 \quad \text{m}^2$$

$$A_w = 0.0445 \quad \text{m}^2$$

$$E_c = 2,526,713.28 \quad \text{ton / m}^2$$

$$E_s = 20,300,000.00 \quad \text{ton / m}^2$$

Fuerza Térmica debido al cambio de Temperatura.

$$F_T = A E (\Delta T / L)$$

$$L = 24.00 \quad \text{mt}$$

$$\Delta T = 1/2 \alpha L \Delta T$$

$$\Delta T = 20 \quad ^\circ \text{C}$$

Donde  $\Delta T$  es el movimiento térmico.

$$\alpha_c = 0.000006 \quad / ^\circ \text{F}$$

Sustituyendo tenemos:

$$\alpha_s = 0.0000065 \quad / ^\circ \text{F}$$

Para el concreto:

$$F_T = 250.71 \quad \text{ton}$$

$$\Delta T = 0.00490 \quad \text{mts}$$

Para el acero:

$$F_T = 199.42 \quad \text{ton}$$

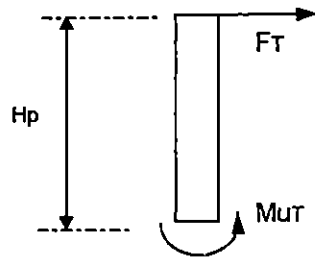
$$\Delta T = 0.00530 \quad \text{mts}$$

Para el diseño se considerará la fuerza  $F_T$  actuando en toda la longitud del estribo. El valor de  $F_T$  que se utilizará es:

$$F_T = 25.79 \quad \text{ton/m}$$

El desplazamiento  $\Delta T$  deberá ser acomodado en las juntas de expansión en la pila central.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES.			
CALCULO:	REVISO:	29/09/1999	HOJA No. SB - 16



$$H_p = 6.10 \text{ m}$$

$$F_T = 25.79 \text{ ton/m}$$

$$M_{uT} = 157.34 \text{ ton - m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$t = 0.75 \text{ m}$$

$$\longrightarrow d = 70.205 \text{ cm}$$

-Para:  $A_s = \boxed{67} \text{ cm}^2$

$$a = A_s f_y / (0.85 f'_c b)$$

$$a = 15.76 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$M_u = 157.84 \text{ ton - m}$$

$$157.84 > 157.34 \text{ OK}$$

Utilizando varilla No. 7:  $A_s = \boxed{3.88} \text{ cm}^2$

$$S = 5.79 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 7 @ 5 cm

**CAPITULO IV.**

**HERRAMIENTAS**

**COMPUTACIONALES A**

**UTILIZAR EN LA**

**INVESTIGACION.**

#### **4.1 ASPECTOS DE LAS HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES A UTILIZAR EN LA INVESTIGACION.**

La cuantificación de la respuesta sísmica en puentes en términos de desplazamientos estructurales totales, fuerzas en los miembros, y deformaciones locales, es fácil de determinar con la ayuda de modelos matemáticos y las técnicas de análisis computacionales.

El modelaje y análisis sísmico de estructuras de puentes, han tenido una rápida evolución en las décadas recientes, debido al desarrollo en el campo de los programas computacionales.

En adición, los análisis estático y dinámico de estructuras de puentes experimentaron gran avance cuando se desarrollaron las técnicas de elemento finito.

El seleccionar el modelo más apropiado y el tipo de análisis para cuantificar los resultados específicos de diseño, es un arte más que una ciencia dentro del mismo y requieren un profundo entendimiento entre otras cosas:

1. Todo el proceso de diseño sísmico de puentes.
2. La respuesta dinámica de la estructura del puente bajo cargas sísmicas.
3. Las consecuencias de la no consideración en las suposiciones en el modelaje.
4. La disponibilidad del modelaje y técnicas de análisis, con todas sus limitantes y dificultades.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, y haciendo uso de la herramienta computacional SAP2000N, se podrá cuantificar la respuesta sísmica lineal y no lineal de diversos puentes con estribos integrales, modelados previamente dentro de dicho programa.

El SAP2000N representa un programa sofisticado de computadoras integrado completamente dentro de un ambiente Windows, por lo que resulta ser amigable para el usuario.

Este programa presenta al usuario una interface gráfica de fácil uso y de gran productividad tal como la que se muestra en la figura No. 4.1.

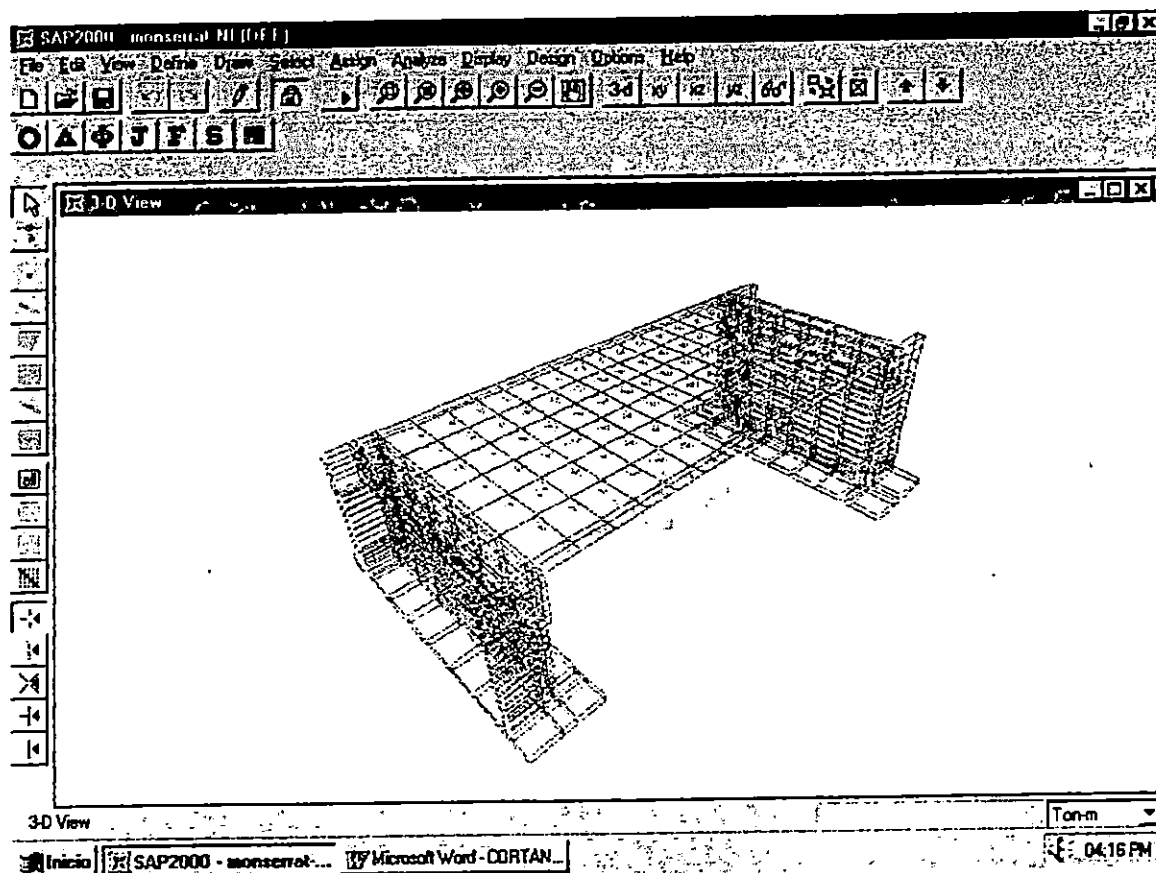


FIGURA No. 4.1 INTERFACE GRAFICA DEL PROGRAMA SAP2000.

La creación y modificación de los modelos, ejecución de análisis, chequeos y optimización del diseño son todos hechos a través de esta interface, aunque la creación de un nuevo modelo y sus modificaciones puede también realizarse generando un archivo de entrada usando un editor de texto.

El programa SAP2000N permite la realización de dos tipos de análisis para el diseño de estructuras: el análisis lineal y el análisis no lineal, los que están disponibles tanto para el método estático como para los métodos dinámicos.

En la presentación de resultados usando la interface gráfica, el programa muestra gráficos de dichos resultados (deformadas modales, diagramas de esfuerzos y cortantes, etc.) así como también puede desplegar la respuesta en los tiempos reales debido a una historia en el tiempo (time-history).

Otras características del programa SAP2000N que se pueden mencionar son:

- La capacidad de análisis de este programa es bastante exacta, ya que en su ejecución utiliza técnicas numéricas y algoritmos de solución.
- Solución rápida de ecuaciones.
- Uso de sistemas de múltiples coordenadas para geometrías esviajadas.
- Permite realizar un diseño modular integrado con elementos finitos; y muchas otras opciones encaminadas a facilitar los diferentes tipos de análisis estructurales.

## **4.2 GENERALIDADES DEL PROGRAMA SAP2000 PARA EL ANALISIS DE PUENTES.**

El programa SAP2000N tiene entre sus opciones el análisis de puentes, el cual puede ser usado para determinar la respuesta lineal y no lineal de estructuras de puentes, sometidos a cargas estáticas (peso propio de la estructura), cargas móviles (carga viva de camión), así como cargas dinámicas (acelerogramas, espectros de respuesta y de diseño).

Para el modelado de puentes, se necesitan de miembros individuales que describen las características del comportamiento físico de los elementos que constituyen la estructura, definidos en la discretización matemática del puente por medio de puntos nodales ó juntas.

Por lo tanto, para que el puente pueda ser modelado se necesita de diversos tipos de elementos que representarán la superestructura, subestructura y otros componentes de interés.

### **4.2.1 ELEMENTOS A USAR PARA EL MODELAJE.**

A continuación se definirán de una manera general los diversos miembros estructurales ó elementos a usar para el modelaje de los puentes con estribos integrales:

1. **ELEMENTOS DE MARCO (Frame element).** Son los elementos usados para modelar el comportamiento de viga-columna, así como también pilas circulares, pilotes, diafragmas, y armaduras entre otros, para estructuras planas y tridimensionales.

Los elementos de marco usan una formulación general, viga-columna tridimensional, la cual incluye los efectos de flexión biaxial, deformación axial, y deformación por cortante biaxial.

Un elemento de marco es modelado como una línea recta conectando dos juntas,  $i$  y  $j$  respectivamente. Cada elemento tiene su propio sistema local de coordenadas para la definición de las propiedades de la sección y las cargas, y para la interpretación de los resultados, tal como se muestra en la figura No. 4.2.

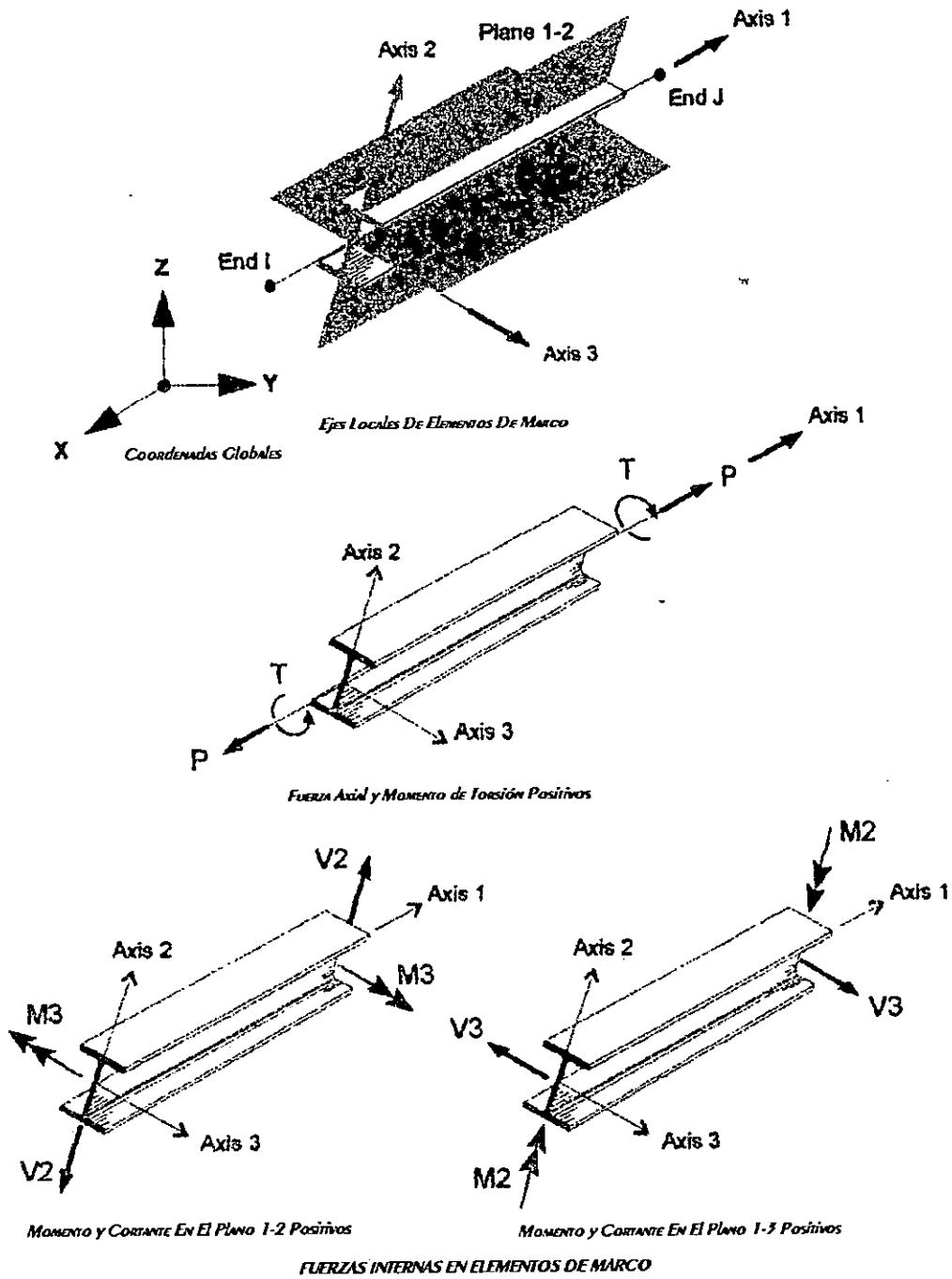


FIGURA No. 4.2 ELEMENTOS DE MARCO EN EL PROGRAMA SAP2000.

Cada elemento de marco puede ser cargado con el peso propio (incluido por defecto por el programa), múltiples cargas concentradas y múltiples cargas distribuidas. Las fuerzas internas en los elementos son producidas en los extremos de cada elemento y para un número especificado por el usuario de estaciones de salida igualmente espaciadas a lo largo de la longitud del elemento.

2. ELEMENTOS SHELL (Shell Element). Son elementos usados para modelar el comportamiento de cascarones, membranas, y placas en estructuras planas y tridimensionales. Los elementos Shell son una formulación de tres o cuatro nudos que unidos muestran el comportamiento separado de membranas y flexión de placas. Los elementos de cuatro nudos no tienen que ser planos, pero para nuestro caso siempre serán planos ya que solo se utilizarán para el modelado de la losa del puente.

Las estructuras que pueden ser modeladas con estos elementos shell incluyen:

- Cascarones tridimensionales tales como tanques y domos.
- Placas estructurales tales como losas de entrepisos para edificios ó losas para las calzadas de los puentes.
- Membranas estructurales tales como muros a cortante.

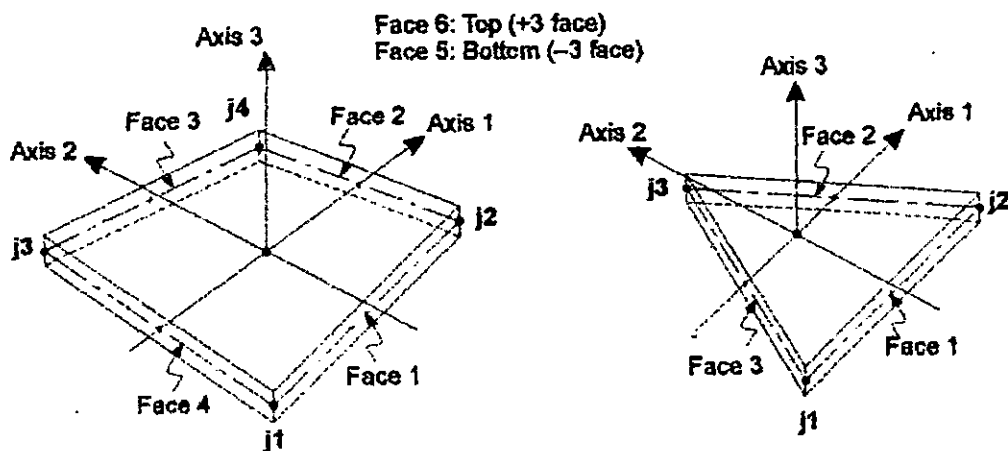
Cada elemento shell puede ser cargado por gravedad, tal como el peso propio, ó con cargas uniformes en cualquier dirección; cada elemento tiene su sistema local de coordenadas tal como se muestra en la figura No. 4.3, usado para definir las propiedades de los materiales, cargas y resultados. Los ejes de este sistema local son denotados por 1, 2 y 3. Los primeros dos ejes contenidos en el plano del elemento con una orientación que uno puede especificar, el tercer eje es normal a dicho plano.

Cada elemento shell puede tener cualesquiera de las siguientes formas (figura No. 4.3):

- Cuadrilátero, definido por las cuatro juntas  $j_1$ ,  $j_2$ ,  $j_3$  y  $j_4$ ; siendo éste el utilizado para el modelado de la losa de nuestros puentes integrales.

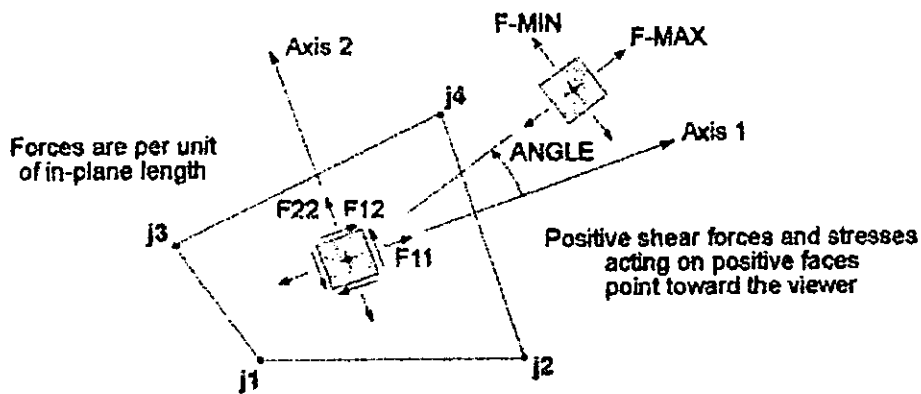
- Triangular, definido por las cuatro juntas j1, j2 y j3; recomendado únicamente para transiciones.

**FUERZAS INTERNAS EN ELEMENTOS SHELL**



*ELEMENTOS Shell Cuadriláteros De Cuatro Nodos*

*ELEMENTO Shell Triangular De Tres Nodos*



*FUERZAS EN Membranas*

FIGURA No. 4.3 ELEMENTOS SHELL DENTRO DEL PROGRAMA SAP2000.

3. ELEMENTOS SOLIDOS (Solid element). Estos elementos son usados para modelar estructuras sólidas tridimensionales definidos por 8 nudos ó juntas previamente establecidas, teniendo cada elemento 6 caras de cuadriláteros, con una junta localizada en cada una de las 8 esquinas que conforman el sólido, tal como se muestra en la figura No. 4.4.

Entre los miembros que se pueden modelar con elementos sólidos podemos mencionar a las columnas, pilas, estribos, zapatas, etc.

Cada elemento sólido puede ser cargado por gravedad, presiones de poro, cargas debidos a cambios de temperatura, etc.

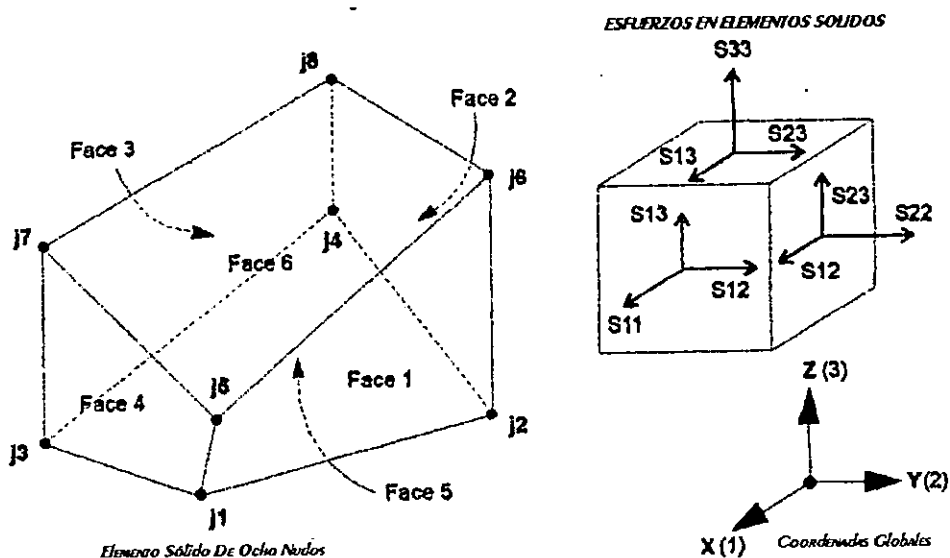


FIGURA 4.4 ELEMENTOS SOLID EN EL PROGRAMA SAP2000.

4. ELEMENTOS NLLINK (Nlink). Los elementos Nlink son usados para modelar estructuras locales no lineales tales como amortiguadores, aisladores y otros similares.

El comportamiento no lineal es exhibido solamente durante el análisis no lineal time-history. Para todos los otros análisis, el elemento Nlink se comporta linealmente.

Cada elemento Nlink puede ser de: una junta con resorte conectada al suelo, ó dos juntas de unión. Las propiedades para cada tipo de elemento son definidas de la misma manera.

Cada elemento Nlink es asumido para estar compuesto de seis separados resortes uno para cada uno de los seis grados de libertad de deformación (axial, cortante torsión y flexión pura). Cada uno de estos resortes posee un set doble de propiedades:

- Propiedades de rigidez lineal efectiva y amortiguamiento efectivo usadas para todo análisis lineal.
- Una relación opcional fuerza-deformación no lineal, usada solamente para análisis no lineal de time-history.

Los tipos de comportamiento no lineal que pueden ser modelados con estos elementos incluyen:

- Amortiguamiento visco-elástico
- Ganchos (tensión solamente)
- Plasticidad uniaxial
- Plasticidad biaxial para aislamiento basal.
- Etc.

Cada elemento Nlink tiene su propio sistema local de coordenadas para la definición de propiedades fuerza-deformación y la interpretación de los resultados; cada elemento puede ser cargado por gravedad (en cualquier dirección).

Los resultados disponibles incluyen la deformación transversal del elemento, y las fuerzas internas en las juntas del elemento.

Para la correcta elección de las herramientas de análisis y modelado de las estructuras van a depender además de:

1. La cantidad de respuesta deseada, para la cual el análisis del puente es desarrollado así como del nivel de exactitud esperado.
2. El diseño ó evaluación del estado límite para el cual el modelo del puente es analizado.
3. La importancia de la estructura del puente.
4. La cuantificación y experiencia del diseñador, en cuanto a, que un grado más detallado de los resultados pueden ser utilizados dentro del proceso de diseño sísmico.

#### 4.2.2 METODOS DE ANALISIS DISPONIBLES.

Mediante el uso del programa SAP2000N, se puede cuantificar la respuesta sísmica lineal y no lineal de los puentes, empleando el método de análisis paso a paso (análisis time-history). Este método es el que se utilizará para el desarrollo de la investigación. El programa también permite realizar análisis sísmicos por medio de métodos estáticos no lineales (análisis pushover). Ambos métodos serán discutidos a continuación.

##### 4.2.2.1 ANALISIS TIME-HISTORY.

El análisis time-history consiste en determinar la respuesta dinámica de la estructura cuando esta se encuentra sometida a una excitación sísmica arbitraria (acelerogramas). Las ecuaciones de equilibrio dinámico a resolver son dadas por:

$$\mathbf{K}\mathbf{u}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{r}(t)$$

Donde  $\mathbf{K}$  es la matriz de rigidez;  $\mathbf{C}$  es la matriz de amortiguamiento proporcional;  $\mathbf{M}$  es la matriz diagonal de masas;  $\mathbf{u}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}$  y  $\ddot{\mathbf{u}}$  son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones relativas respecto al suelo; y  $\mathbf{r}$  es la carga aplicada.

El método estándar de la superposición de modos para el análisis de la respuesta es usado por el programa para solucionar las ecuaciones de equilibrio dinámico del movimiento para la estructura completa.

Además dentro del programa SAP2000N, se puede desarrollar un análisis time-history no lineal, en el cual se agregan propiedades estructurales no lineales (Nlink) para juntas sísmicas, amortiguadores, articulaciones y más. Estos elementos Nlink permiten modelar el comportamiento no lineal para diferentes estructuras, por ejemplo para apoyos elastómericos en puentes y aislamiento sísmico en edificios.

#### 4.2.2.2 ANALISIS DE COLAPSO (PUSHOVER).

El análisis pushover, es un análisis estático no lineal usado primeramente para determinar la secuencia de acciones inelásticas, la formación de mecanismos locales y la formación de un modo global de colapso. Dado que este análisis de colapso es típicamente desarrollado para fuerzas sísmicas laterales, estos análisis son frecuentemente referidos como análisis pushover, puesto que para un patrón de distribución de carga sísmica lateral, el pushover o los modos de falla de fuerza lateral es determinada para toda la formación de mecanismos de falla locales o articulaciones plásticas.

Los cambios de rigidez en los miembros debido a agrietamientos, la formación de articulaciones plásticas debidas a flexión, la fluencia de resortes del suelo, etc., pueden constituir eventos que lleven la estructura al colapso.

Los resultados de análisis pushover son capacidades ultimas de deformación de los elementos estructurales (modelados como elementos de marco dentro del programa SAP2000N), lo que induce a una mayor demanda de capacidad de los mismos.

**CAPITULO V.**

**MODELACION Y ANALISIS DE**

**PUENTES CON ESTRIBOS**

**INTEGRALES.**

## **5.1 DESCRIPCION DE LOS PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES A ANALIZAR.**

### **5.1.1. INTRODUCCION.**

Se ha escogido un total de cinco puentes para modelarlos tridimensionalmente en el programa SAP2000.

Los modelos matemáticos que se desarrollaran incluyen el puente, las fundaciones y el suelo circundante. El programa de elemento finito SAP2000N será usado para realizar un análisis dinámico lineal y no lineal, mediante la aplicación de excitaciones sísmicas a cada uno de los modelos.

De los puentes escogidos únicamente dos de ellos son puentes diseñados con estribos integrales, ya que fueron desarrollados por el Departamento de Transporte de Tennessee. Deberá notarse que ambos modelos son similares en algunos aspectos, pero se utilizaran para el estudio por falta de datos. Los demás modelos son puentes con juntas de expansión, diseñados en el país, que fueron integrados a los estribos con el objeto de realizar esta investigación. Lo anterior está relacionado con el poco conocimiento sobre puentes con estribos integrales aquí en el país.

A continuación se hará una descripción de cada uno de los puentes en lo referente a geometría, propiedades estructurales y las demás características necesarias para la realización de los modelos.

### **5.1.2. MODELO No. 1 : PUENTE DE CALIBRACION.**

Este puente fue desarrollado por el Departamento de Transporte de Tennessee. Las características de este modelo son las que se detallan a continuación:

La estructura del puente consiste de dos claros, con una longitud de 144.2 mts. Cada claro mide 71.6 mts. La superestructura consiste de los siguientes elementos:

- Tres vigas de acero, cada una de 144.2 mts de longitud y 1.83 mts de peralte, las cuales están espaciadas entre sí 3.20 mts.
- Las vigas de acero soportan una cubierta de concreto de 21.6 cm.
- Cada uno de los patines superiores de las vigas mide 45.7 cm de ancho y 2.86 cm de espesor; los patines inferiores son de 45.7 cm por 8.3 cm de espesor.
- El alma de las vigas tiene un peralte de 1.83 mts y un espesor de 1.27 cm.
- Los arriostramientos transversales son del tipo "Chevron" invertido con un área de 33.9 cm<sup>2</sup>, localizados a intervalos de 5.00 mts.
- Los estribos del puente están soportados por pilotes. Los pilotes del estribo sur son de 12.57 mts de longitud, mientras los pilotes del estribo norte son de 15.74 mts de longitud. La sección de los pilotes es HP12x53.
- Material selecto será considerado para el relleno posterior de los estribos, con las siguientes propiedades mecánicas: Peso Volumétrico = 1.490 Ton/m<sup>3</sup>, Modulo de Elasticidad  $E = 6.29 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ , Cohesión Aparente  $C = 1.80 \text{ kg/cm}^2$ , Angulo de Fricción Interna  $\phi = 47.35^\circ$ .
- El tipo de suelo en la base de los estribos, que será modelado, tiene las propiedades mecánicas detalladas en la Tabla No. 5.3 para la Zona V.
- La estructura está soportada en su parte media por una pila de concreto. La pila tiene una sección uniforme de 4.27 mts de ancho y 1.067 mts de espesor. Las juntas entre la superestructura y la pila son consideradas empernadas.
- La parte inferior de la pila está cimentada sobre suelo con las propiedades mecánicas detalladas en la Tabla No. 5.3 para la Zona V. La pila está soportada por pilotes HP 12x53 de 2.32 mts de longitud.

Los materiales que se utilizaran en el modelado tienen las siguientes propiedades estructurales:

- Acero Estructural M270 grado A36. Resistencia mínima a la tensión  $F_u = 58,000$  psi. Resistencia mínima a la fluencia  $F_y = 36,000$  psi. Modulo de elasticidad  $E_c = 29,000,000$  psi.
- Concreto. Resistencia mínima a la compresión  $f 'c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>. Modulo de elasticidad  $E_c = 252,671.33$  kg/cm<sup>2</sup>.

Los dibujos mostrando el puente se presentan a continuación así como también el modelo que se utilizará para el análisis.



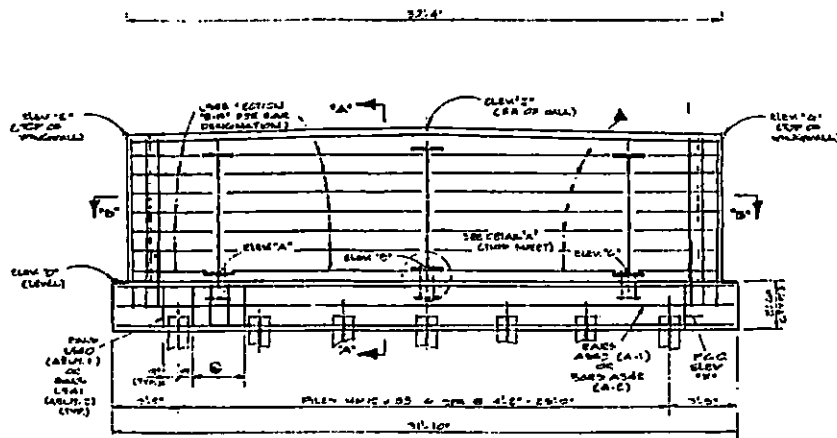


FIGURA No. 5.3 DETALLE DEL ESTRIBO.

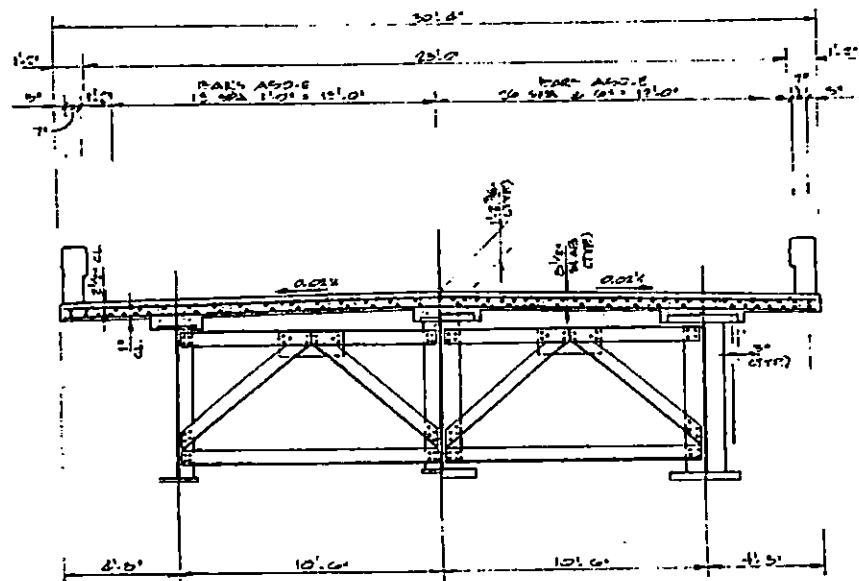


FIGURA No. 5.4 DETALLE DEL ARRIOSTRAMIENTO.

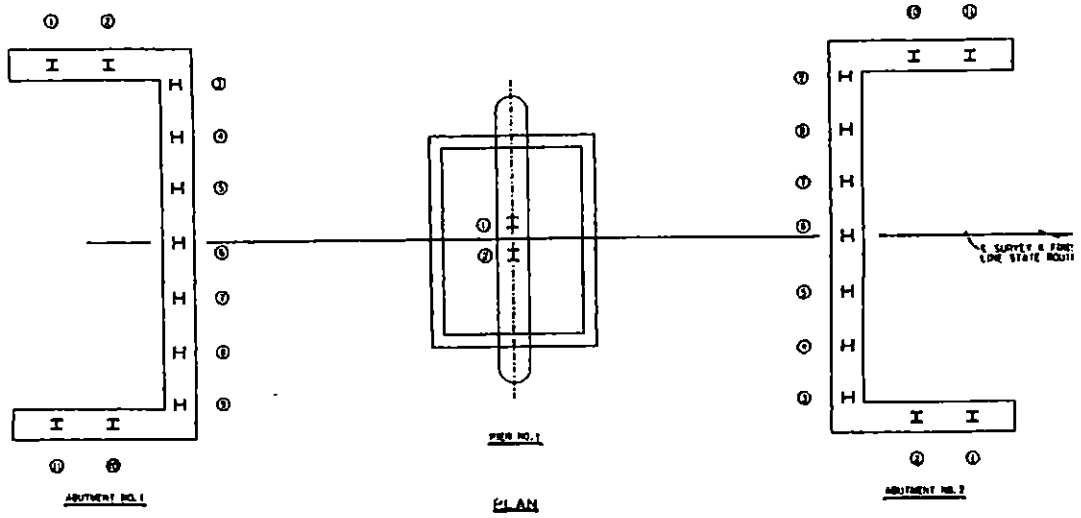


FIGURA No. 5.5 VISTA EN PLANTA DE LA FUNDACION.

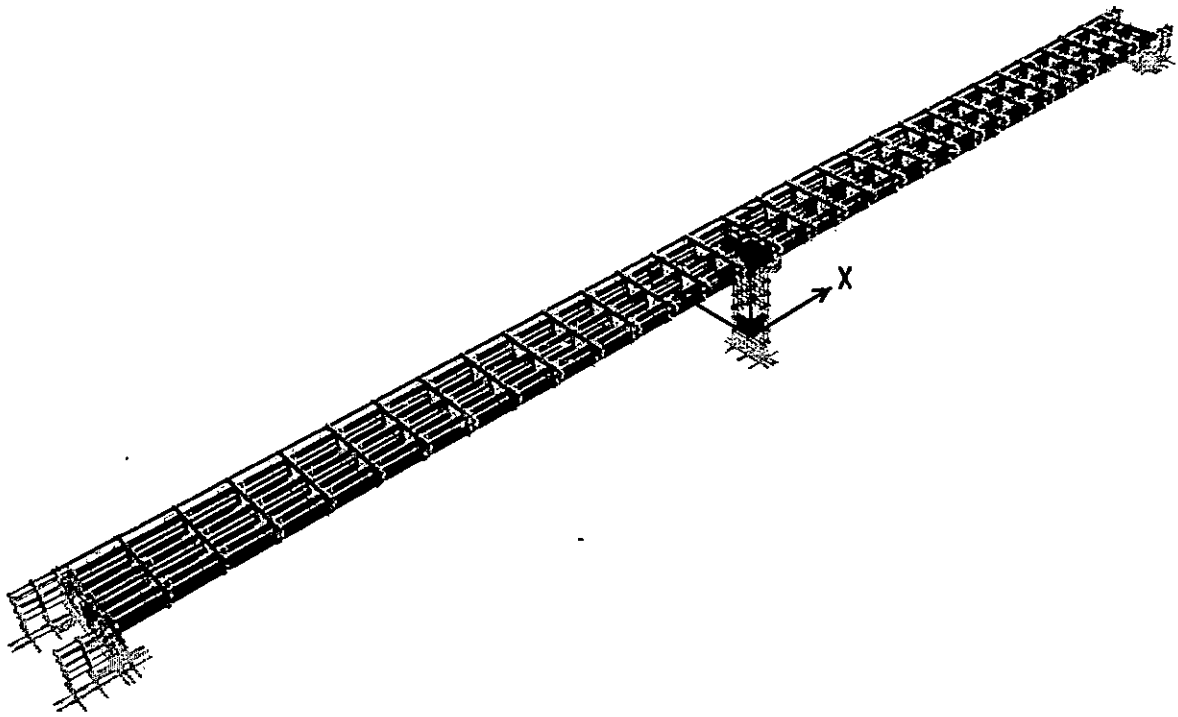


FIGURA No. 5.6 MODELO DEL PUENTE DE CALIBRACION.

### 5.1.3. MODELO No. 2 : PUENTE MONTSERRAT.

Este puente se localiza sobre la quebrada Montserrat, y forma parte de la prolongación de la 59ª Avenida Sur desde la Avenida Olímpica hasta la Autopista Sur (Bulevar de los Próceres).

Se trata de un puente de un solo claro con una elevación media sobre el nivel del mar de 723.58 mts, y una pendiente longitudinal de 1.13%.

El puente consiste de una losa de concreto reforzado con un ancho total de 16.60 mts, montada sobre vigas "T" de concreto preesforzado, que están soportadas por estribos apoyados en el suelo directamente por zapatas.

Las propiedades del estrato de soporte no son conocidas y únicamente se especifica una restitución de suelo cemento de 4.9 mts de espesor bajo las zapatas de fundación.

Las características de este puente son las que se detallan a continuación:

La estructura del puente consiste de un solo claro con una longitud total de 29.94 mts. La superestructura consiste de los siguientes elementos:

- Siete vigas "T" de concreto preesforzado, cada una de 29.94 mts de longitud y 1.60 mts de peralte, las cuales están espaciadas entre sí 2.37 mts.
- Las vigas de concreto preesforzado soportan una cubierta de concreto de 20 cm.
- Cada uno de los patines superiores de las vigas mide 107 cm de ancho por 18 cm de espesor y los patines inferiores son de 71 cm de ancho por 23 cm de espesor.
- El alma de las vigas tiene un peralte de 1.60 mts y un espesor de 20 cm.
- El refuerzo de las vigas consiste de cinco torones de 12.7 mm de diámetro con una tensión inicial de 750,000 Kg.
- Los diafragmas transversales intermedios son de concreto reforzado, con un peralte de 60 cm y un ancho de 30 cm, localizados a cada 9.98 mts.
- Los estribos están soportados por zapatas que son de diferentes dimensiones ya que el estribo norte es más grande que el estribo sur.

- La zapata del estribo sur mide 4.63 mts de ancho y 19.24 mts de largo con un espesor de 50 cm. La zapata del estribo norte mide 6.67 mts y 21.24 mts de largo con un espesor de 50 cm.
- Material selecto será considerado para el relleno posterior de los estribos, con las siguientes propiedades mecánicas: Peso Volumétrico =  $1.490 \text{ Ton/m}^3$ , Modulo de Elasticidad  $E = 6.29 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ , Cohesión Aparente  $C = 1.80 \text{ kg/cm}^2$ , Angulo de Fricción Interna  $\phi = 47.35^\circ$ .
- El tipo de suelo soportando a las zapatas, que será modelado, tiene las propiedades mecánicas detalladas en la Tabla No. 5.3 para la Zona I.

Los materiales que se utilizaran en el modelado tienen las siguientes propiedades estructurales:

- Concreto. Se utilizará dos clases de concreto uno para las vigas y otro para los demás miembros estructurales. El concreto de las vigas tiene una Resistencia mínima a la compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ . El concreto para la losa, los diafragmas y los estribos tiene una Resistencia mínima a la compresión de  $210 \text{ kg/cm}^2$ .

Los dibujos mostrando el puente se presentan a continuación así como también el modelo que se utilizará para el análisis.

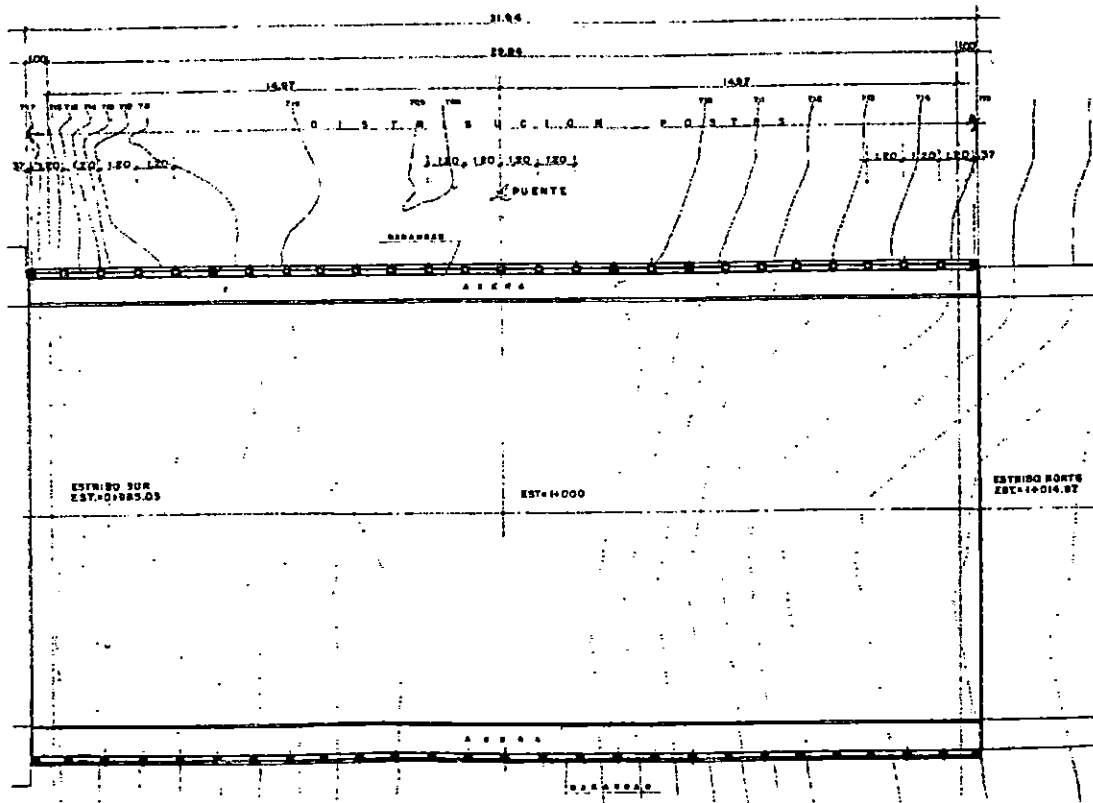


FIGURA No. 5.7 PLANTA DEL PUENTE.

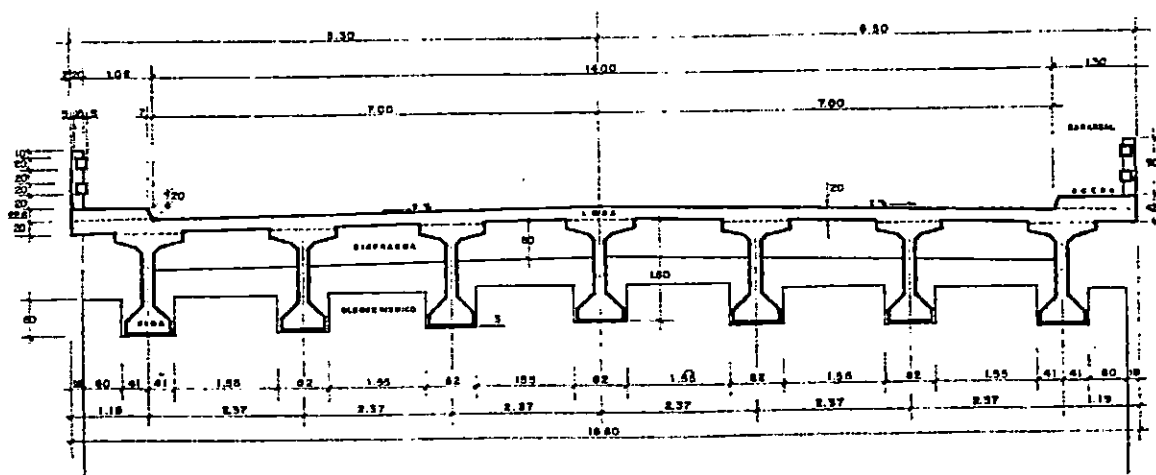


FIGURA No. 5.8 SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.

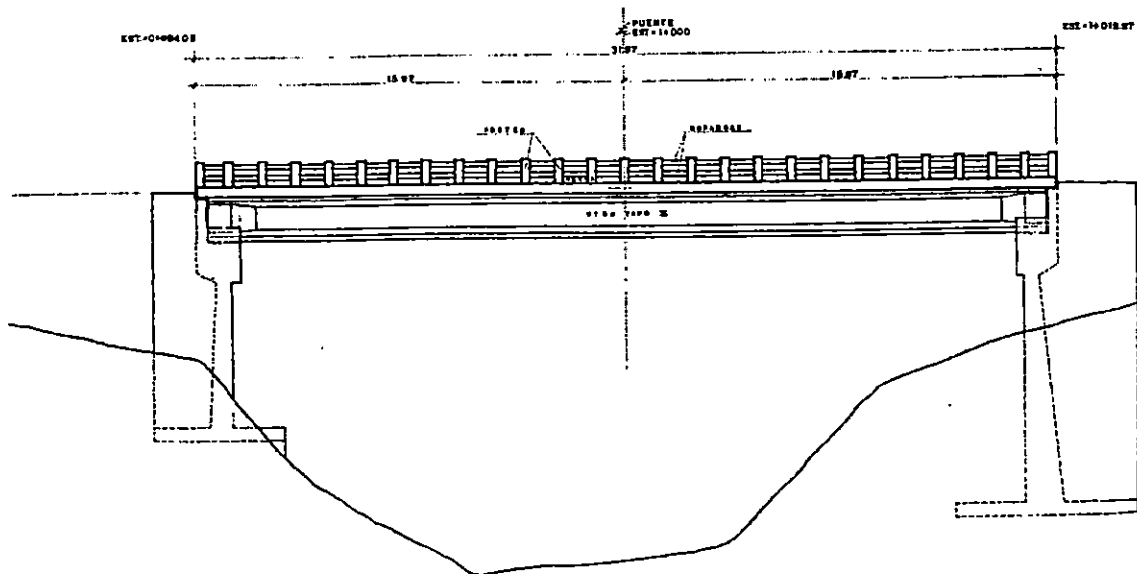


FIGURA No. 5.9 ELEVACION DEL PUENTE.

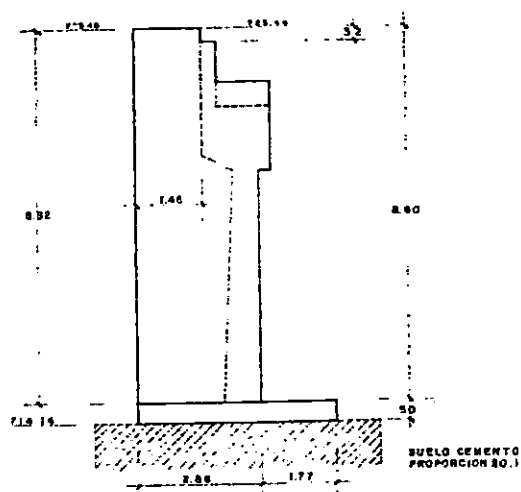


FIGURA No. 5.10 ELEVACION ALA ESTRIBO

SUR

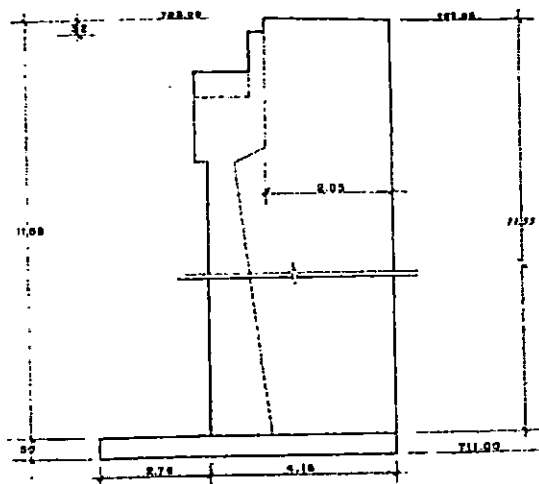


FIGURA No. 5.11 ELEVACION ALA ESTRIBO

NORTE

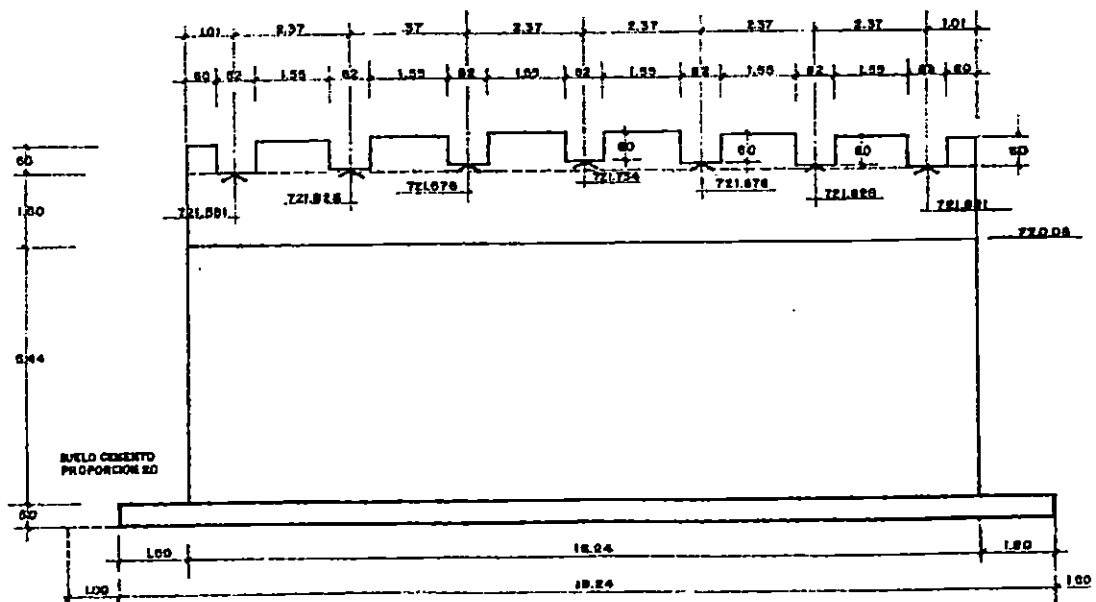


FIGURA No. 5.12 ESTRIBO SUR.

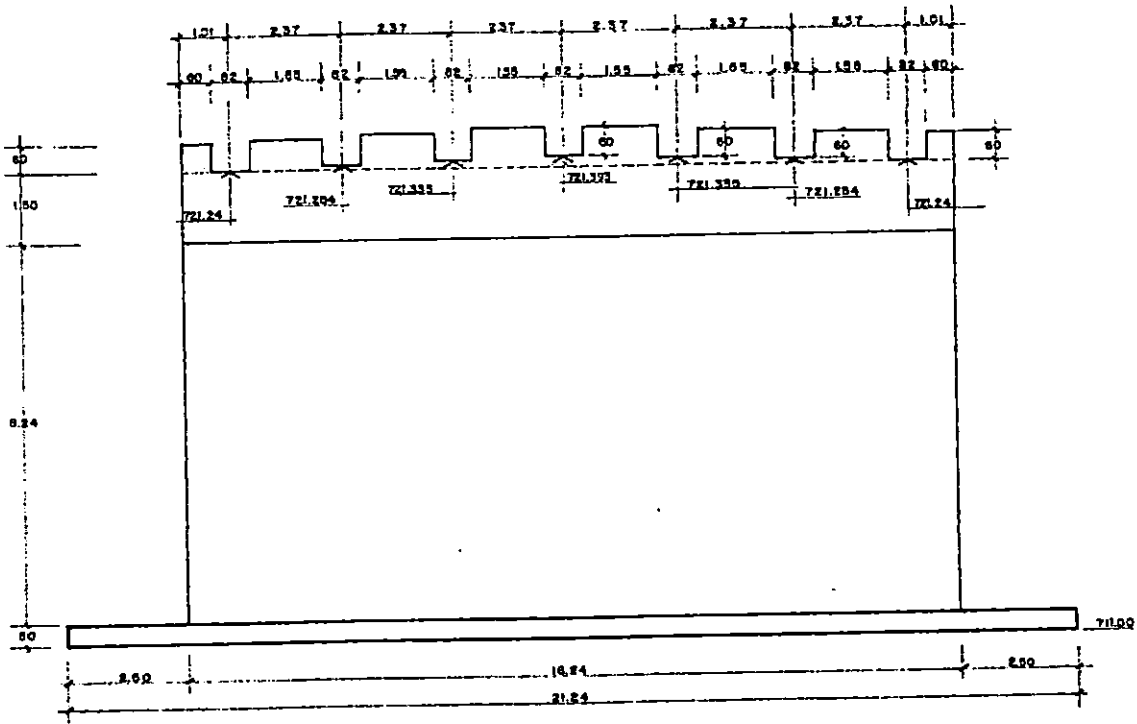


FIGURA No. 5.13 ESTRIBO NORTE.

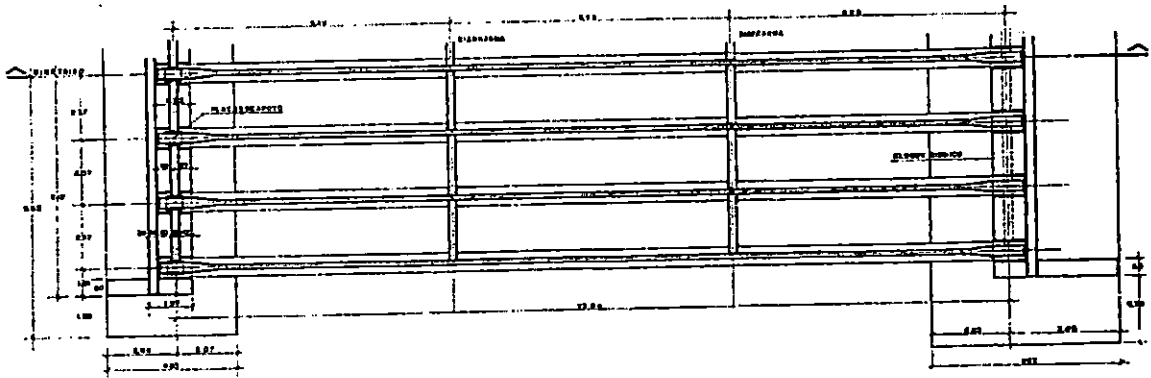


FIGURA No. 5.14 DISTRIBUCION DE VIGAS Y DIAFRAGMAS.

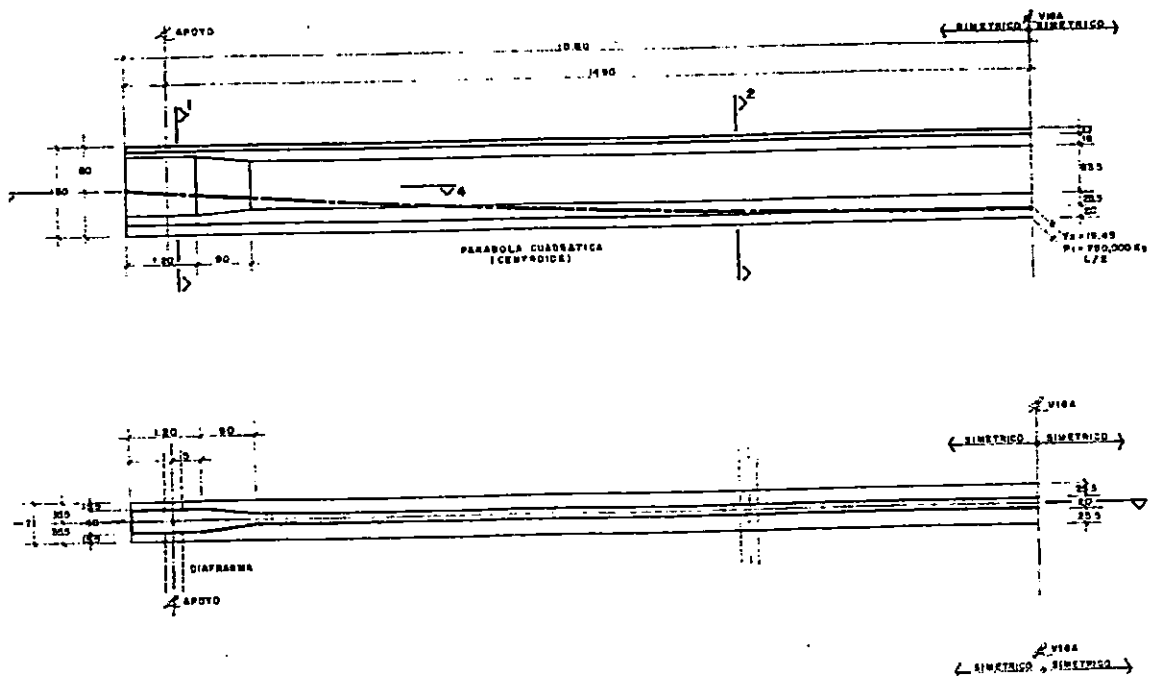


FIGURA No. 5.15 DETALLE DE VIGAS.

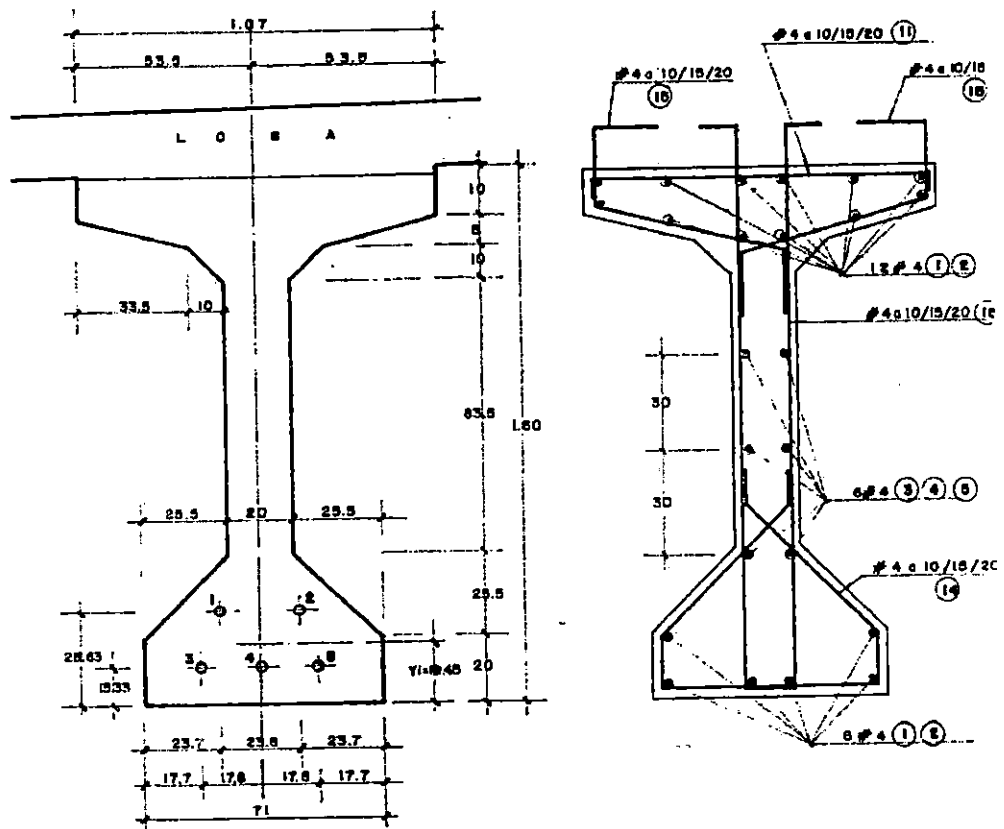


FIGURA No. 5.16 SECCION 2 - 2 DE VIGA.

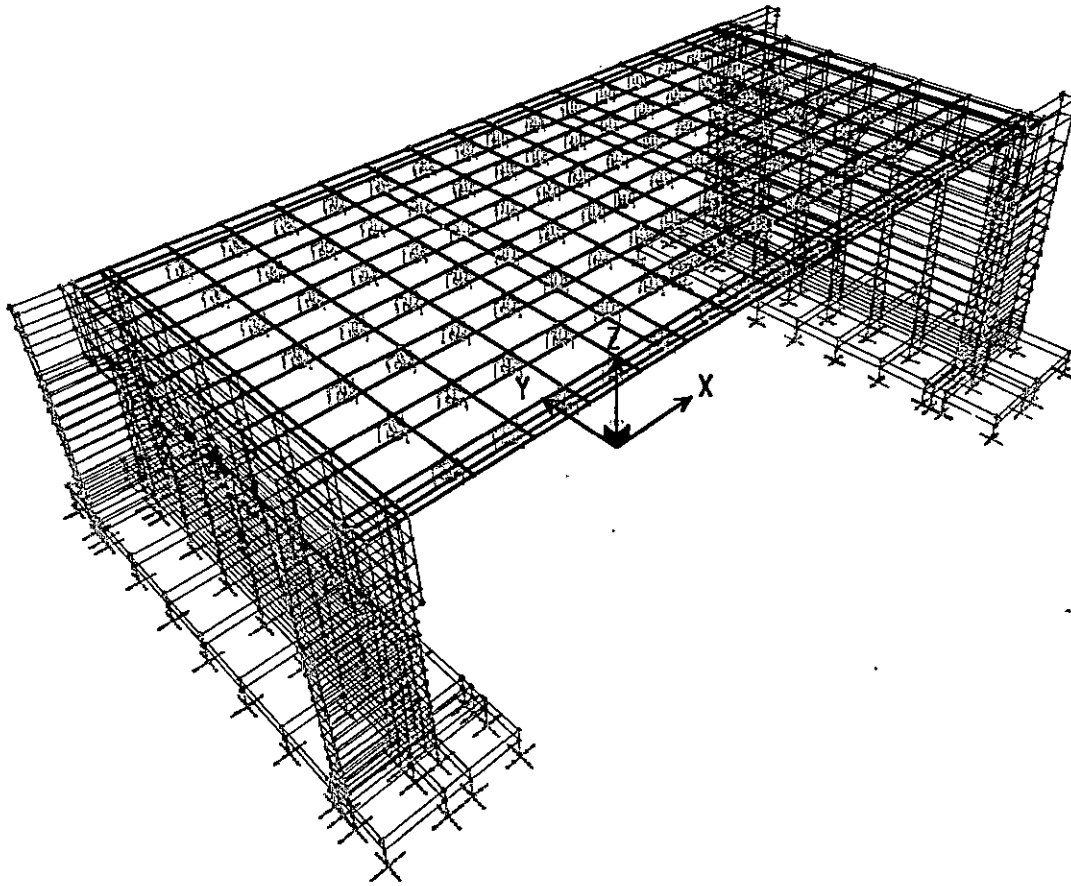


FIGURA No. 5.17 MODELO DEL PUENTE MONTSERRAT - 59ª AVENIDA.

#### 5.1.4. MODELO No. 3 : PUENTE TENNESSEE.

Este puente fue desarrollado por el Departamento de Transporte de Tennessee. Las características de este modelo son las que se detallan a continuación:

La estructura del puente consiste de dos claros, con una longitud de 144.2 mts. Cada claro mide 71.6 mts. La superestructura consiste de los siguientes elementos:

- Tres vigas de acero, cada una de 144.2 mts de longitud y 1.93 mts de peralte, las cuales están espaciadas entre sí 3.20 mts.
- Las vigas de acero soportan una cubierta de concreto de 21.6 cm.
- Cada uno de los patines superiores de las vigas mide 45.7 cm de ancho y 2.86 cm de espesor; los patines inferiores son de 45.7 cm por 8.3 cm de espesor.
- El alma de las vigas tiene un peralte de 1.93 mts y un espesor de 1.27 cm.
- Los arriostramientos transversales son del tipo "Chevron" invertido con un área de 33.9 cm<sup>2</sup>, localizados a intervalos de 7.16 mts.
- Los estribos del puente están soportados por pilotes. Los pilotes del estribo sur son de 12.57 mts de longitud, mientras los pilotes del estribo norte son de 15.74 mts de longitud. La sección de los pilotes es HP10x42.
- Material selecto será considerado para el relleno posterior de los estribos, con las siguientes propiedades mecánicas: Peso Volumétrico = 1.490 Ton/m<sup>3</sup>, Modulo de Elasticidad  $E = 6.29 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ , Cohesión Aparente  $C = 1.80 \text{ kg/cm}^2$ , Angulo de Fricción Interna  $\phi = 47.35^\circ$ .
- El tipo de suelo en la base de los estribos, que será modelado, tiene las propiedades mecánicas detalladas en la Tabla No. 5.3 para la Zona IV.
- La estructura está soportada en su parte media por una pila de concreto. La pila tiene una sección uniforme de 2.14 mts de ancho y 1.14 mts de espesor. Las juntas entre la superestructura y la pila son consideradas emperradas.

- La parte inferior de la pila está cimentada sobre suelo con las propiedades mecánicas detalladas en la Tabla No. 5.3 para la Zona IV. La pila está soportada por una zapata de 4.57 mts de largo, 3.36 mts de ancho y 1.52 mts de espesor, montada sobre pilotes HP10x42 de 7.32 mts de longitud.

Los materiales que se utilizaran en el modelado tienen las siguientes propiedades estructurales:

- Acero Estructural M270 grado A36. Resistencia mínima a la tensión  $F_u = 58,000$  psi. Resistencia mínima a la fluencia  $F_y = 36,000$  psi. Modulo de elasticidad  $E_c = 29,000,000$  psi.
- Concreto. Resistencia mínima a la compresión  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>. Modulo de elasticidad  $E_c = 252,671.33$  kg/cm<sup>2</sup>.

Los dibujos mostrando el puente se presentan a continuación así como también el modelo que se utilizará para el análisis.

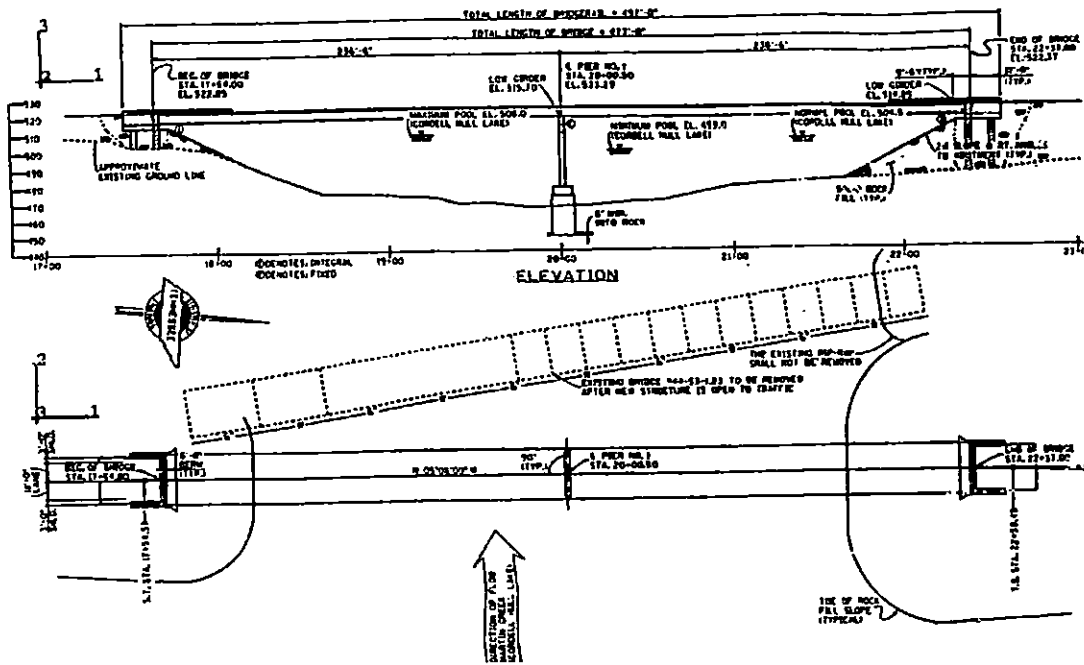


FIGURA No. 5.18 VISTA EN PLANTA Y ELEVACION DEL PUENTE TENNESSE.

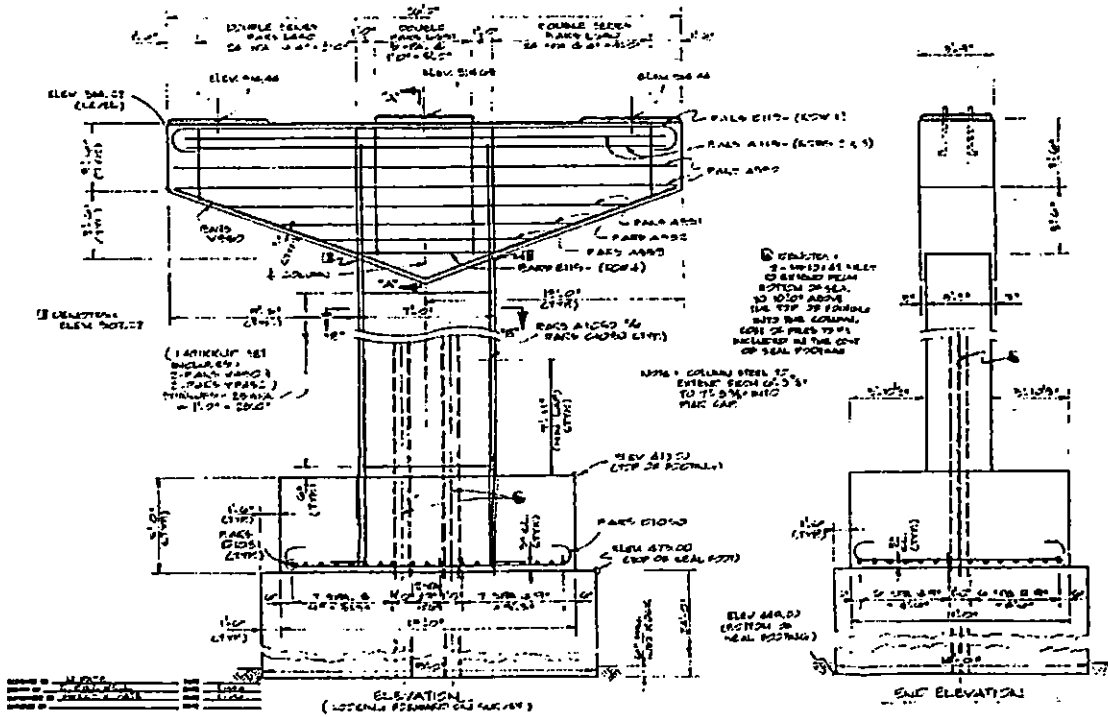


FIGURA No. 5.19 DETALLE DE LA PILA.



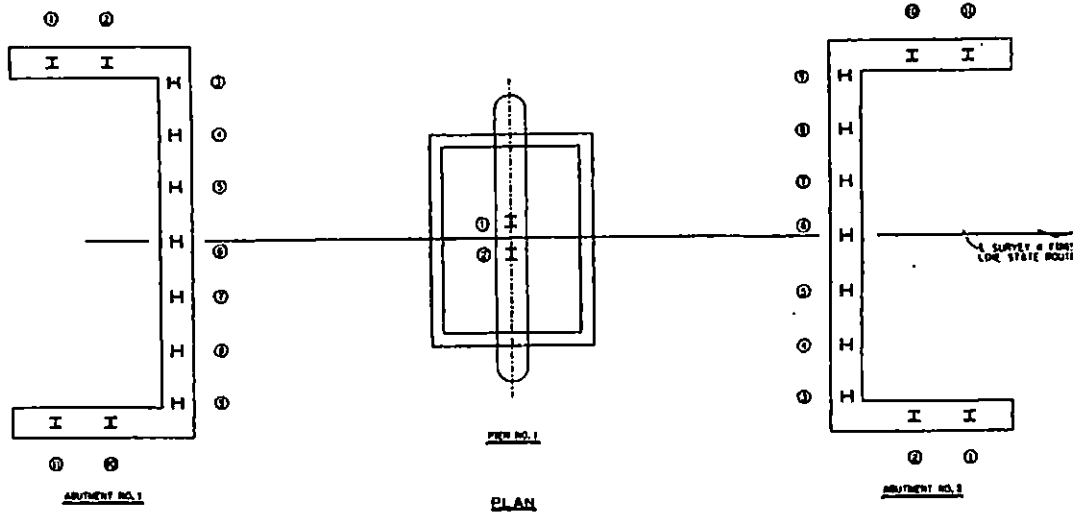


FIGURA No. 5.22 VISTA EN PLANTA DE LA FUNDACION.

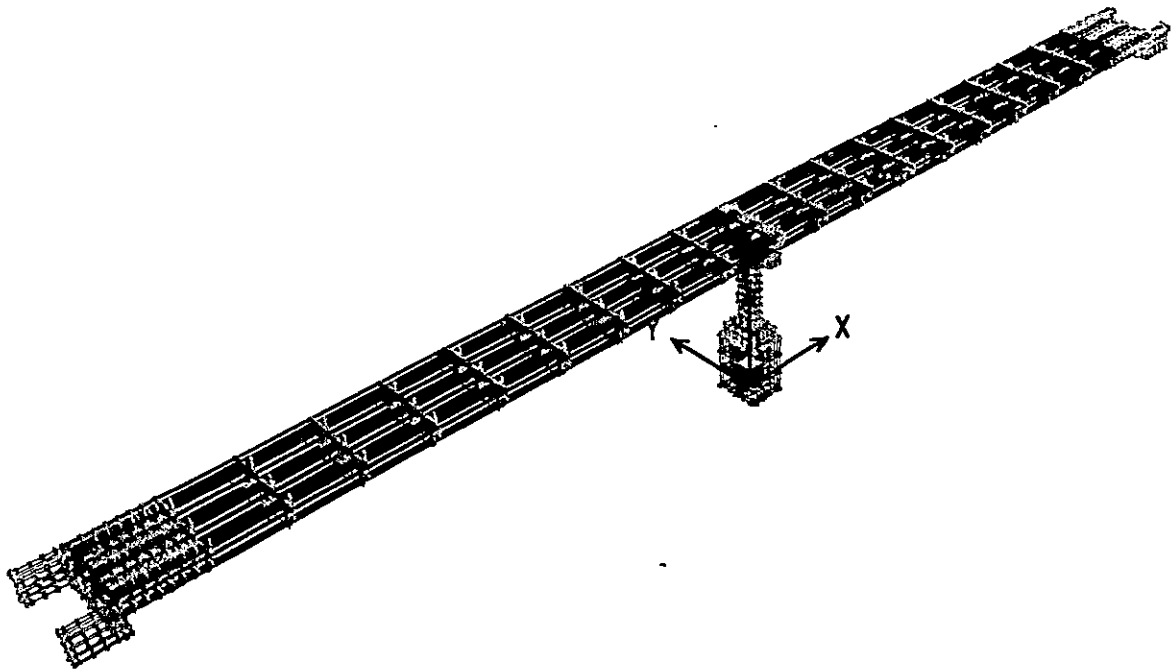


FIGURA No. 5.23 MODELO DEL PUENTE TENNESSE.

#### 5.1.5. MODELO No. 4 : PUENTE SAN ANTONIO.

Este puente se localiza sobre el río San Antonio. Se trata de un puente de dos claros con una elevación media sobre el nivel del mar de 49.00 mts.

El puente consiste de una losa de concreto reforzado con un ancho total de 9.70 mts montada sobre vigas "T" de concreto post-tensado, que están soportadas por estribos con fundación directa a través de zapatas en los extremos, y en el centro del claro por una pila con el mismo tipo de fundación directa.

Las propiedades del estrato de soporte son:

Las características de este puente son las que se detallan a continuación:

La estructura del puente consiste de dos claros con una longitud total de 50.00 mts. Cada claro de 25.00 mts. La superestructura consiste de los siguientes elementos:

- Cinco vigas "T" de concreto post-tensado, cada una de 50.00 mts de longitud y 1.50 mts de peralte, las cuales están espaciadas entre sí 1.975 mts.
- Las vigas de concreto post-tensado soportan una cubierta de concreto de 20 cm.
- Cada uno de los patines superiores de las vigas mide 150 cm de ancho por 21 cm de espesor y los patines inferiores son de 50 cm de ancho por 23 cm de espesor.
- El alma de las vigas tiene un peralte de 1.50 mts y un espesor de 18 cm.
- El refuerzo de las vigas consiste de ocho torones SPWR12 de 7 mm de diámetro con una tensión final de 750,000 Kg.
- Los diafragmas transversales intermedios son de concreto reforzado, con un peralte de 110 cm y un ancho de 20 cm, localizados a 8.50 mts a partir del estribo y de la pila en ambos claros.
- Los estribos están soportados por zapatas que son de diferentes dimensiones ya que el estribo A1 es más grande que el estribo A2.

- La zapata del estribo A2 mide 4.00 mts de ancho y 9.70 mts de largo con un espesor de 110 cm. La zapata del estribo A1 mide 4.50 mts y 9.70 mts de largo con un espesor de 110 cm.
- Material selecto será considerado para el relleno posterior de los estribos, con las siguientes propiedades mecánicas: Peso Volumétrico =  $1.490 \text{ Ton/m}^3$ , Modulo de Elasticidad  $E = 6.29 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ , Cohesión Aparente  $C = 1.80 \text{ kg/cm}^2$ , Angulo de Fricción Interna  $\phi = 47.35^\circ$ .
- El tipo de suelo soportando a las zapatas, que será modelado, tiene las propiedades mecánicas detalladas en la Tabla No. 5.3 para la Zona II.
- La estructura está soportada en su parte media por una pila de concreto. La pila tiene una sección uniforme de 5.00 mts de ancho y 1.20 mts de espesor. Las juntas entre la superestructura y la pila son consideradas emperradas.
- La parte inferior de la pila está cimentada sobre suelo con las propiedades mecánicas detalladas en la Tabla No. 5.3 para la Zona II. La pila está soportada por una zapata de 6.00 mts de largo, 5.00 mts de ancho y 1.30 mts de espesor.

Los materiales que se utilizaran en el modelado tienen las siguientes propiedades estructurales:

- Concreto. Se utilizará dos clases de concreto uno para las vigas y otro para los demás miembros estructurales. El concreto de las vigas tiene una Resistencia mínima a la compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ . El concreto para la losa, los diafragmas y los estribos tiene una Resistencia mínima a la compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ .

Los dibujos mostrando el puente se presentan a continuación así como también el modelo que se utilizará para el análisis.

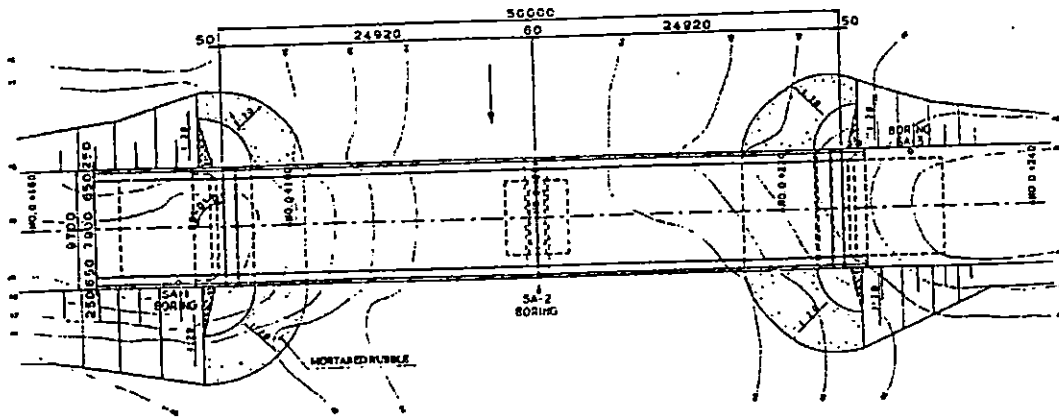


FIGURA No. 5.24 PLANTA DEL PUENTE.

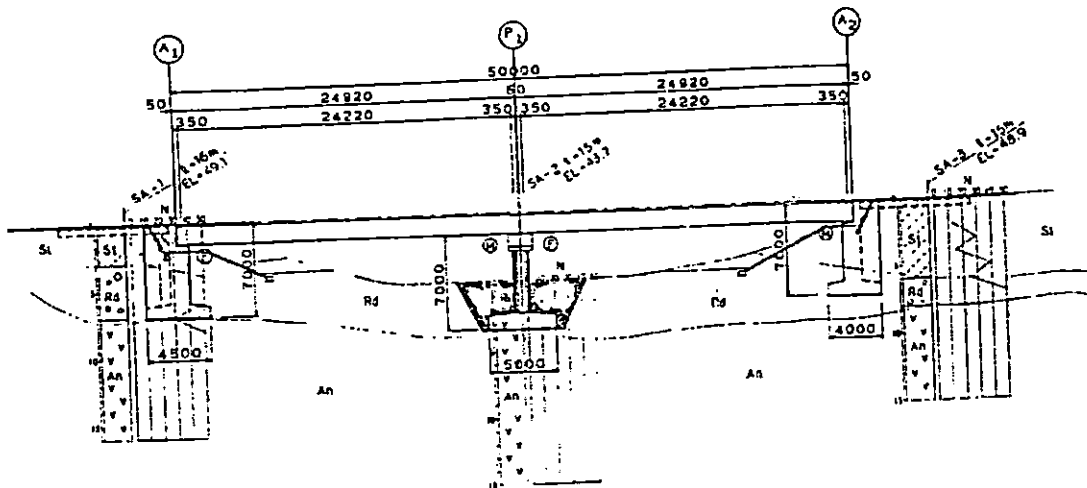


FIGURA No. 5.25 ELEVACION DEL PUENTE.

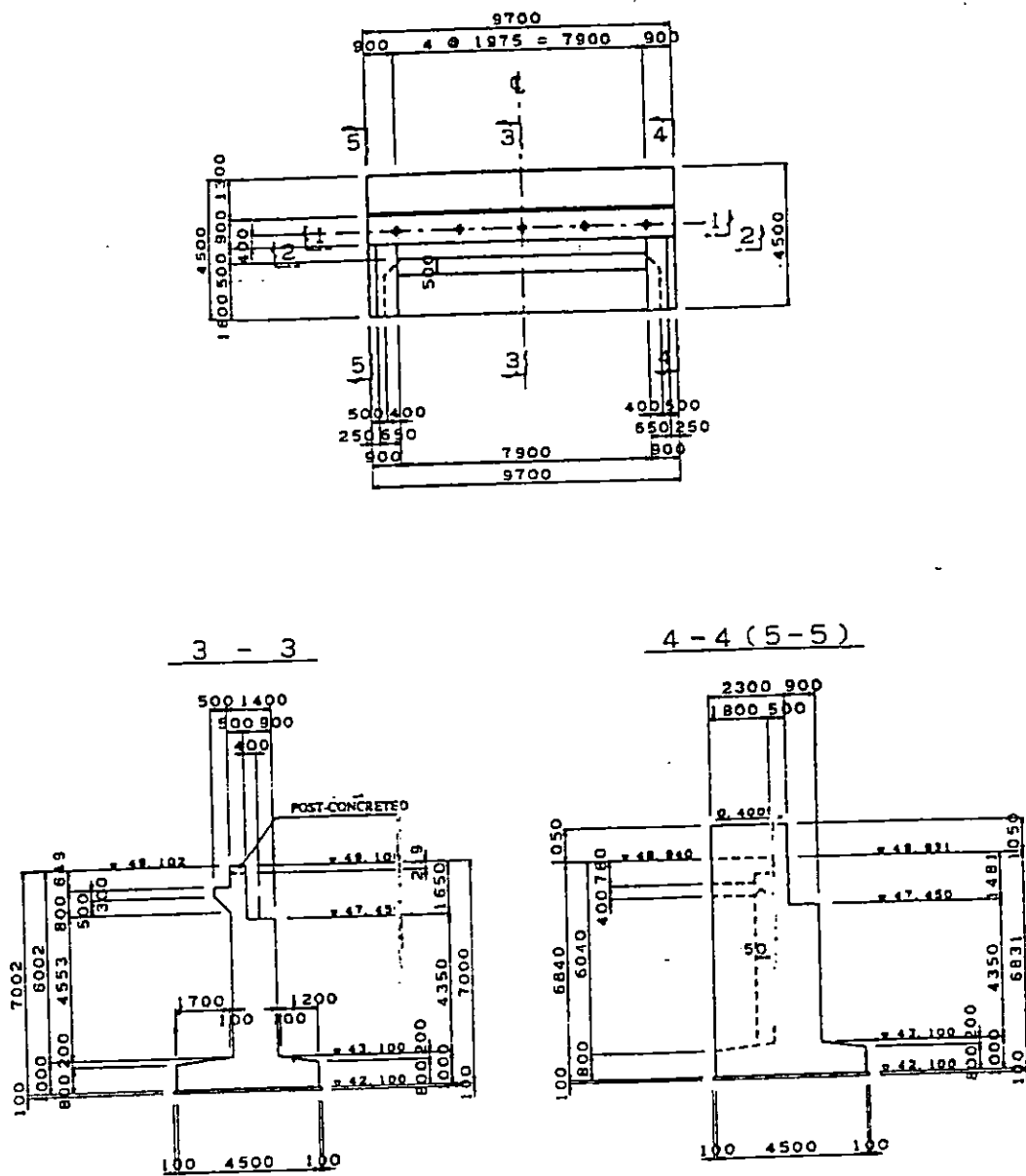


FIGURA No. 5.26 DETALLES DEL ESTRIBO A1.

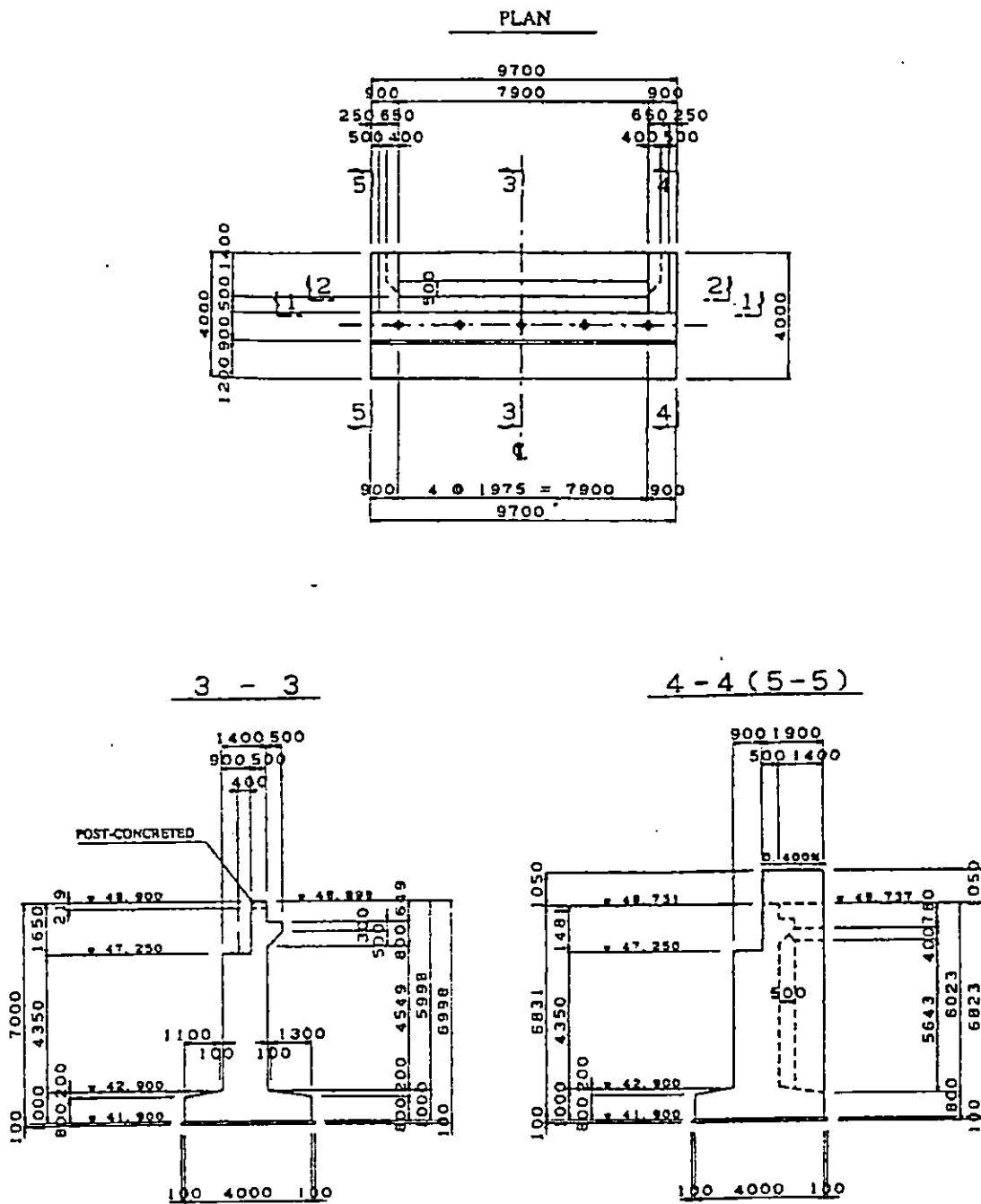


FIGURA No. 5.27 DETALLES DEL ESTRIBO A2.

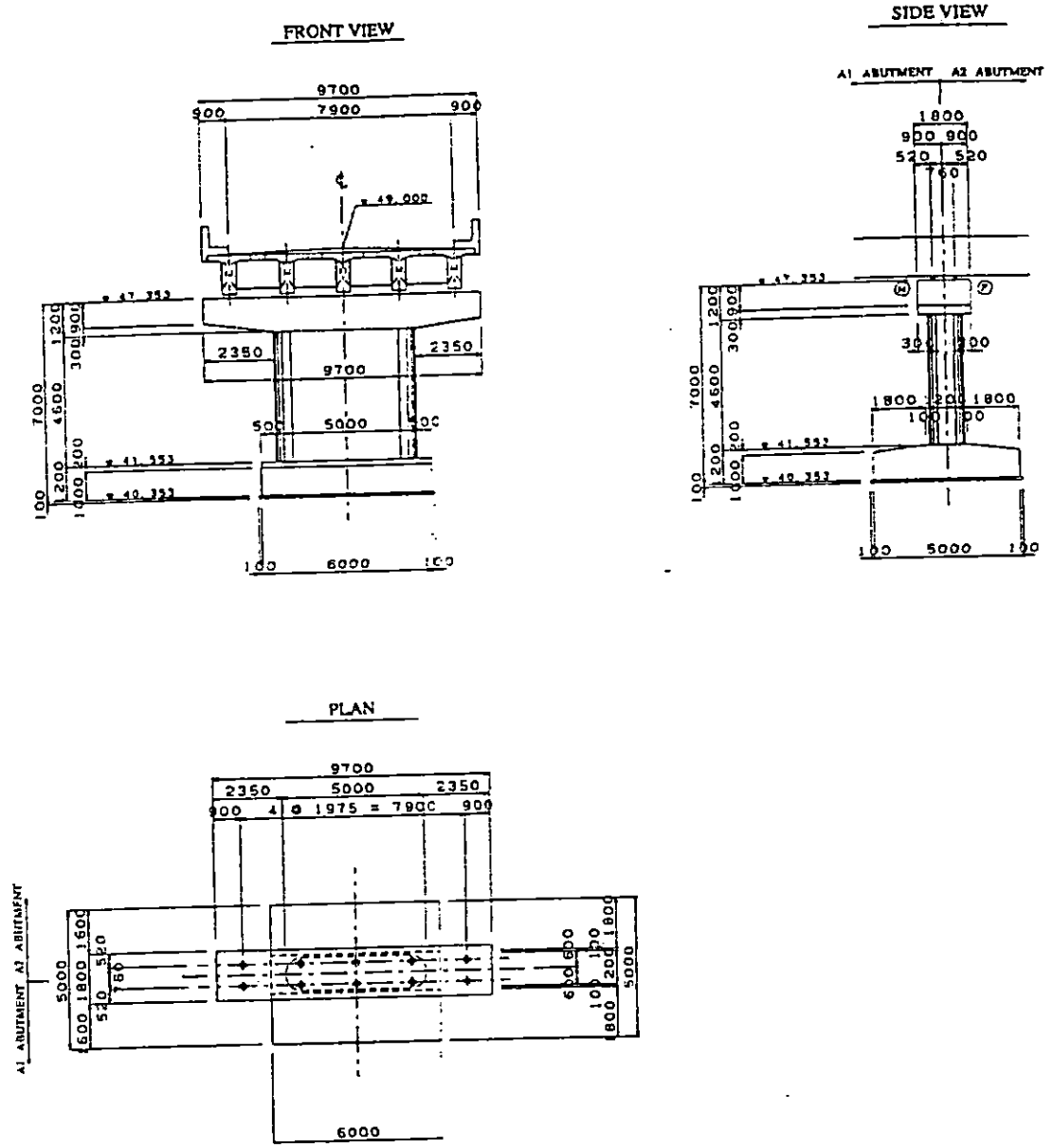


FIGURA No. 5.28 DETALLES DE LA PILA CENTRAL.

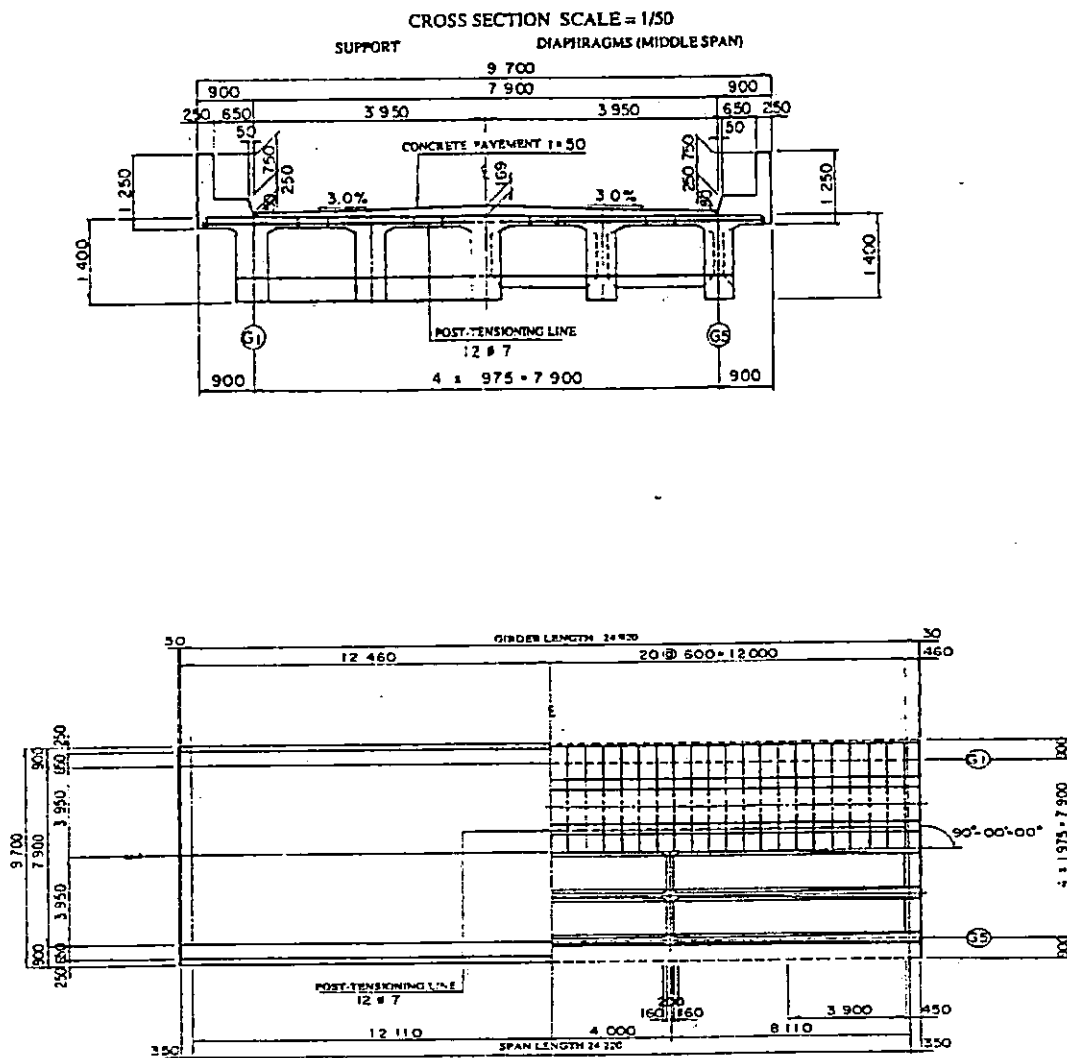
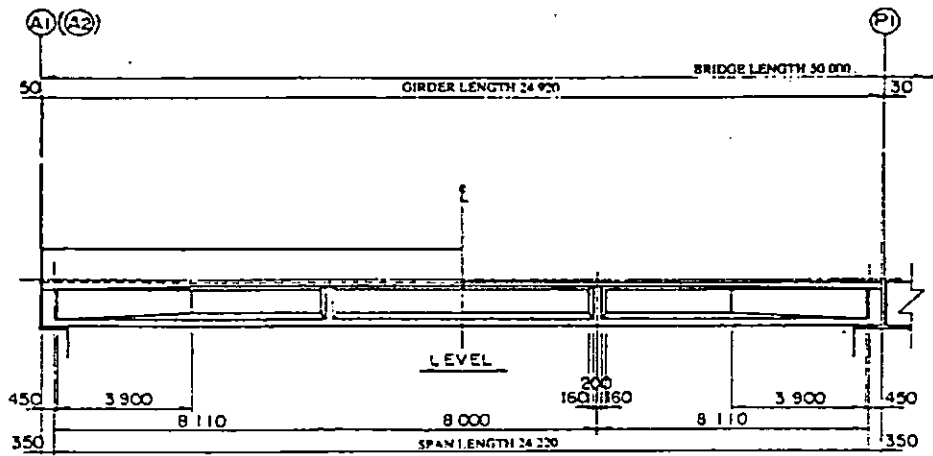


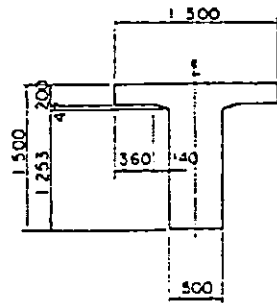
FIGURA No. 5.29 DIMENSIONES DE LA SUPERESTRUCTURA.



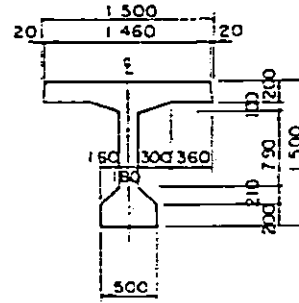
PLANTA

SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA

SUPPORT



STANDARD PART



LOCALIZACION EN EL DIBUJO DE LOS CABLES POST-TENSADO

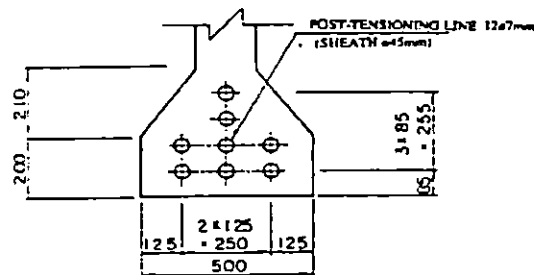


FIGURA No. 5.30 DETALLES DE LAS VIGAS.

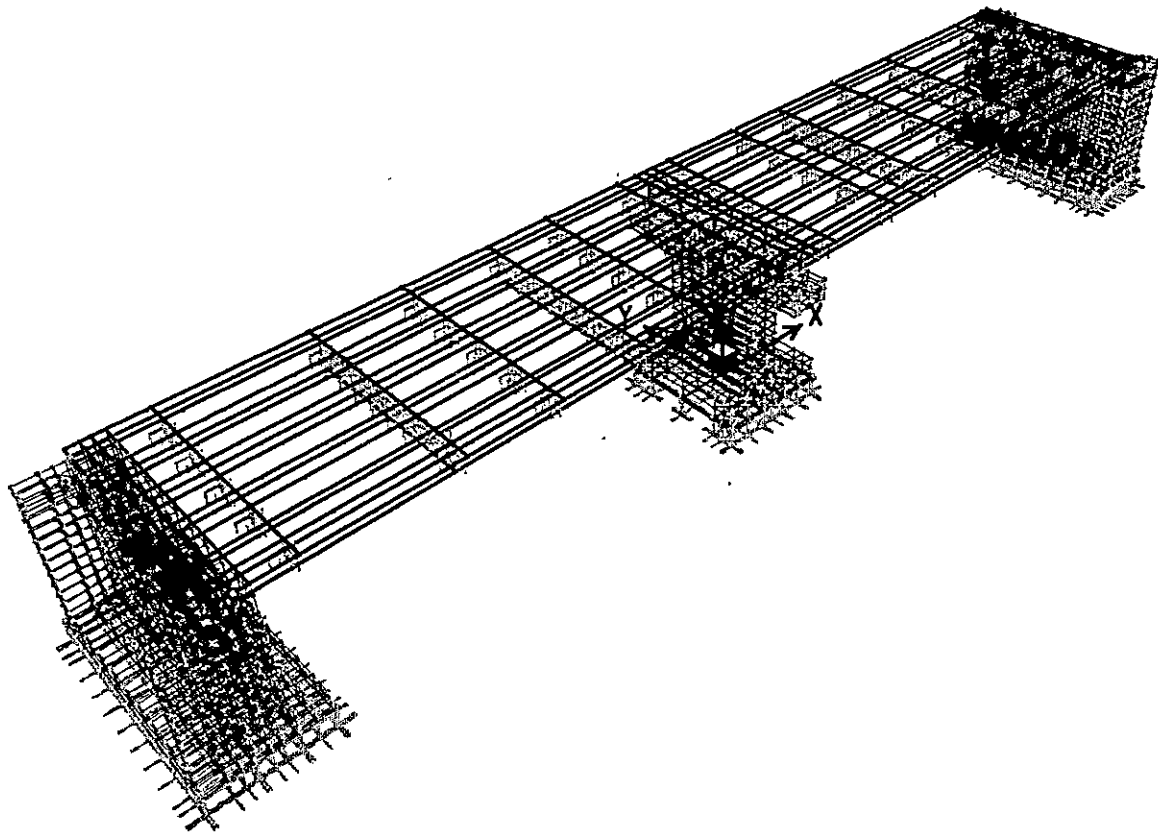


FIGURA No. 5.31 MODELO DEL PUENTE SAN ANTONIO.

#### 5.1.6. MODELO No. 5 : PUENTE JUAN BERTIS.

Este puente se localiza en Ciudad Delgado y forma parte de la Avenida Juan Bertis entre las Calles del Río y del Rastro. Se trata de un puente de dos claros, cuya característica más importante es que presenta un ángulo de esviaje de 60° con respecto a su eje longitudinal, y su elevación media sobre el nivel del mar es de 631.390 mts.

El puente consiste de una losa de concreto reforzado con un ancho total de 13.00 mts montada sobre vigas "I" de concreto preesforzado, que están soportadas por estribos montados sobre pilotes en los extremos, y en el centro del claro por una pila con el mismo tipo de fundación sobre pilotes.

Las propiedades mecánicas del estrato de soporte son: Peso Unitario=1500 kg/cm<sup>3</sup>, Cohesión=1.0 kg/cm<sup>2</sup>, Capacidad de Carga=10.0 kg/cm<sup>2</sup>, Angulo de Fricción Interna = 30°.

Las características de este puente son las que se detallan a continuación:

La estructura del puente consiste de dos claros con una longitud total de 50.00 mts. Cada claro de 25.00 mts. La superestructura consiste de los siguientes elementos:

- Seis vigas "I" de concreto preesforzado, cada una de 48.70 mts de longitud y 1.27 mts de peralte, las cuales están espaciadas entre sí 2.40 mts.
- Las vigas de concreto preesforzado soportan una cubierta de concreto de 20 cm.
- Cada uno de los patines superiores de las vigas mide 48.3 cm de ancho por 12.7 cm de espesor y los patines inferiores son de 60.1 cm de ancho por 15.2 cm de espesor.
- El alma de las vigas tiene un peralte de 1.27 mts y un espesor de 12.7 cm.
- El refuerzo de las vigas consiste de cinco torones de 12.7 mm de diámetro con una tensión inicial de 750,000 Kg.
- Los diafragmas transversales intermedios son de concreto reforzado, con un peralte de 100 cm y un ancho de 20 cm, localizados a 7.75 mts a partir del estribo y de la pila, en ambos claros.

- La estructura está soportada en su parte media por una pila de concreto. La pila consiste en tres columnas de 1.20 mts de diámetro soportando el cabezal. Las juntas entre la superestructura y la pila son consideradas empernadas.
- Los estribos del puente están soportados por pilotes. Los pilotes del estribo sur son de 13.00 mts de longitud, y los pilotes del estribo norte son también de 13.00 mts de longitud. La sección de los pilotes es de 0.50 mts de diámetro.
- Material selecto será considerado para el relleno posterior de los estribos, con las siguientes propiedades mecánicas: Peso Volumétrico =  $1.490 \text{ Ton/m}^3$ , Modulo de Elasticidad  $E = 6.29 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ , Cohesión Aparente  $C = 1.80 \text{ kg/cm}^2$ , Angulo de Fricción Interna  $\phi = 47.35^\circ$ .
- El tipo de suelo en la base de los estribos, que será modelado, tiene las propiedades mecánicas detalladas en la Tabla No. 5.3 para la Zona III.
- La parte inferior de la pila está cimentada sobre suelo con las propiedades mecánicas detalladas en la Tabla No. 5.3 para la Zona III. La pila está soportada por una zapata de 15.00 mts de largo, 4.60 mts de ancho y 1.50 mts de espesor, montada sobre pilotes de 2.714 mts de longitud, y 0.50 mts de diámetro.

Los materiales que se utilizaran en el modelado tienen las siguientes propiedades estructurales:

- Concreto. Se utilizará dos clases de concreto uno para las vigas y otro para los demás miembros estructurales. El concreto de las vigas tiene una Resistencia mínima a la compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ . El concreto para la losa, los diafragmas, la pila y los pilotes tiene una Resistencia mínima a la compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ . El concreto para los estribos, zapatas y muros de retención tiene una Resistencia mínima a la compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ .

Los dibujos mostrando el puente se presentan a continuación así como también el modelo que se utilizará para el análisis.

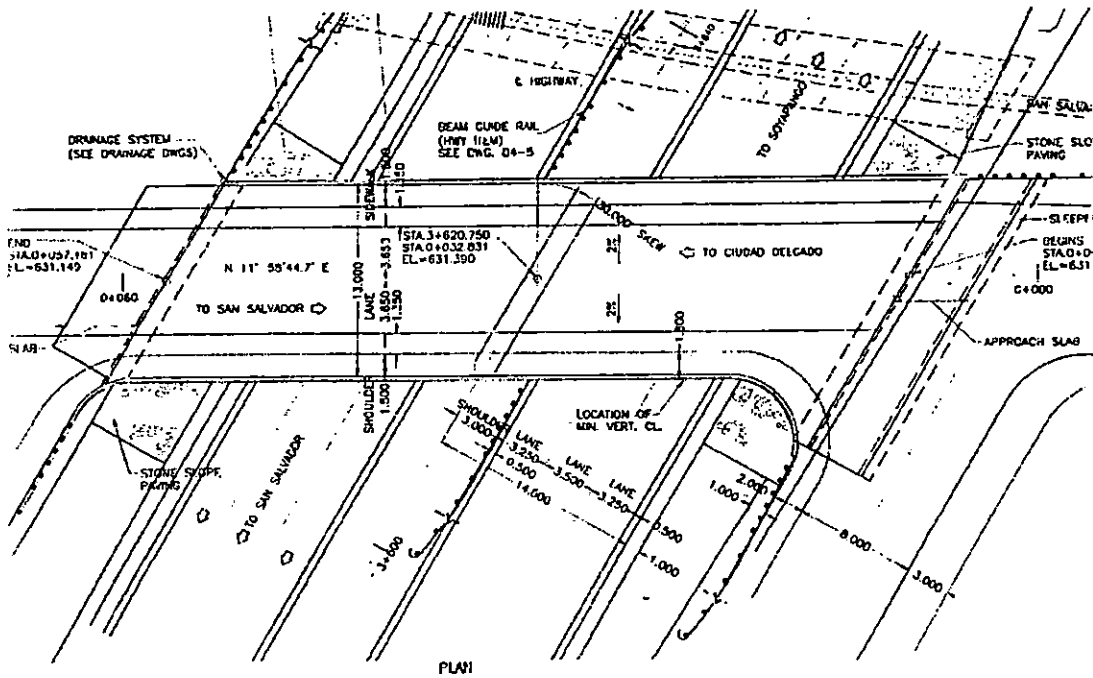


FIGURA No. 5.32 VISTA EN PLANTA DEL PUENTE JUAN BERTIS.

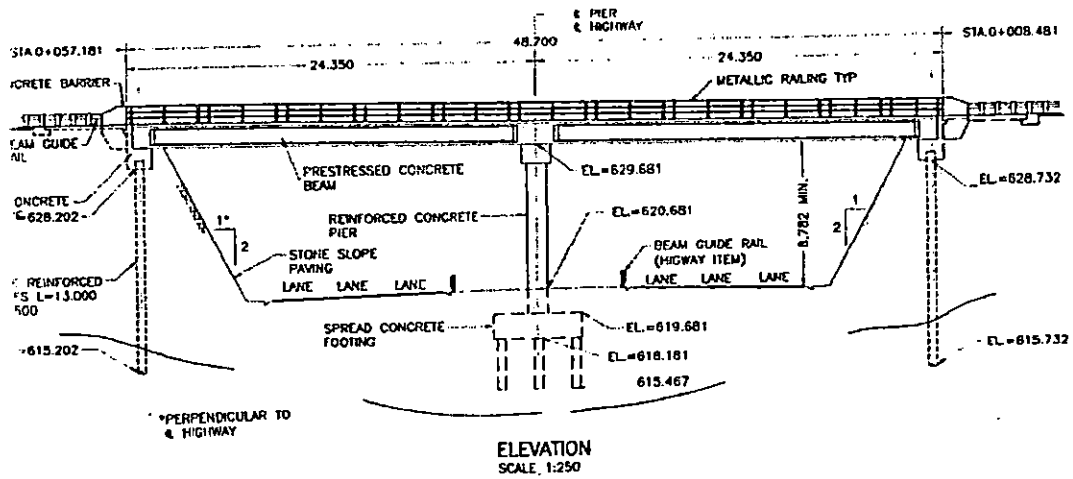


FIGURA No. 5.33 ELEVACION DEL PUENTE.

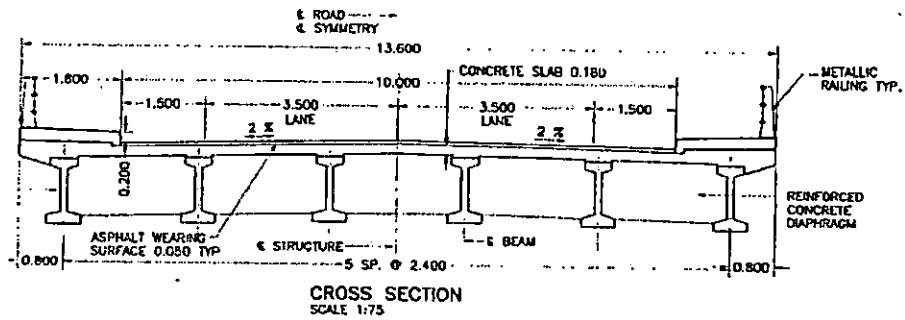


FIGURA No. 5.34 SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.

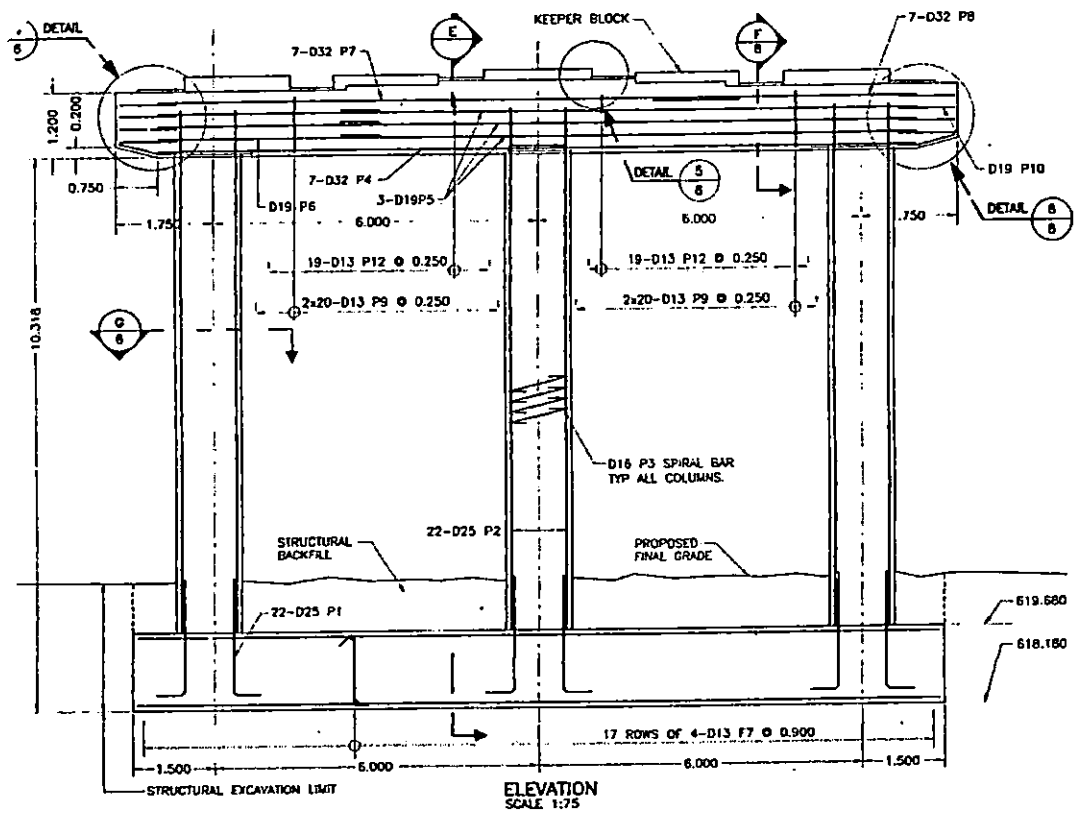


FIGURA No. 5.35 ELEVACION DE PILA CENTRAL.

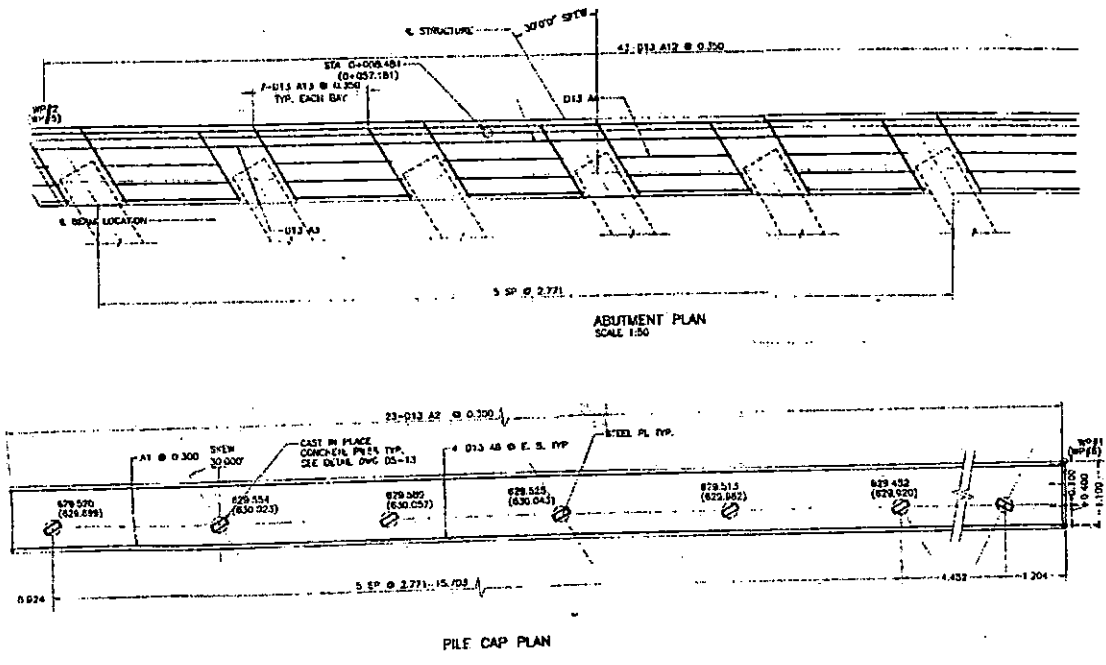


FIGURA No. 5.36 VISTA EN PLANTA DE ESTRIBOS.

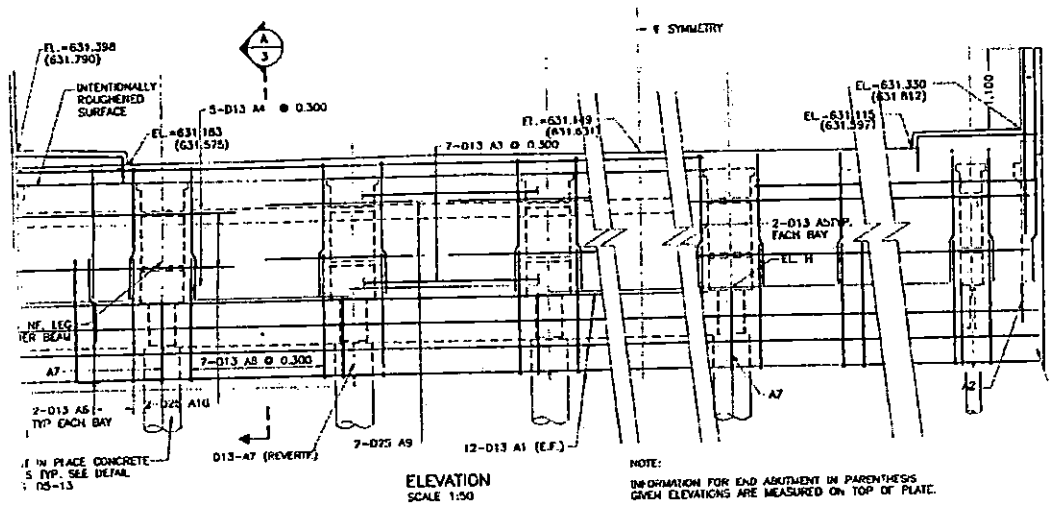


FIGURA No. 5.37 ELEVACION DE ESTRIBOS.

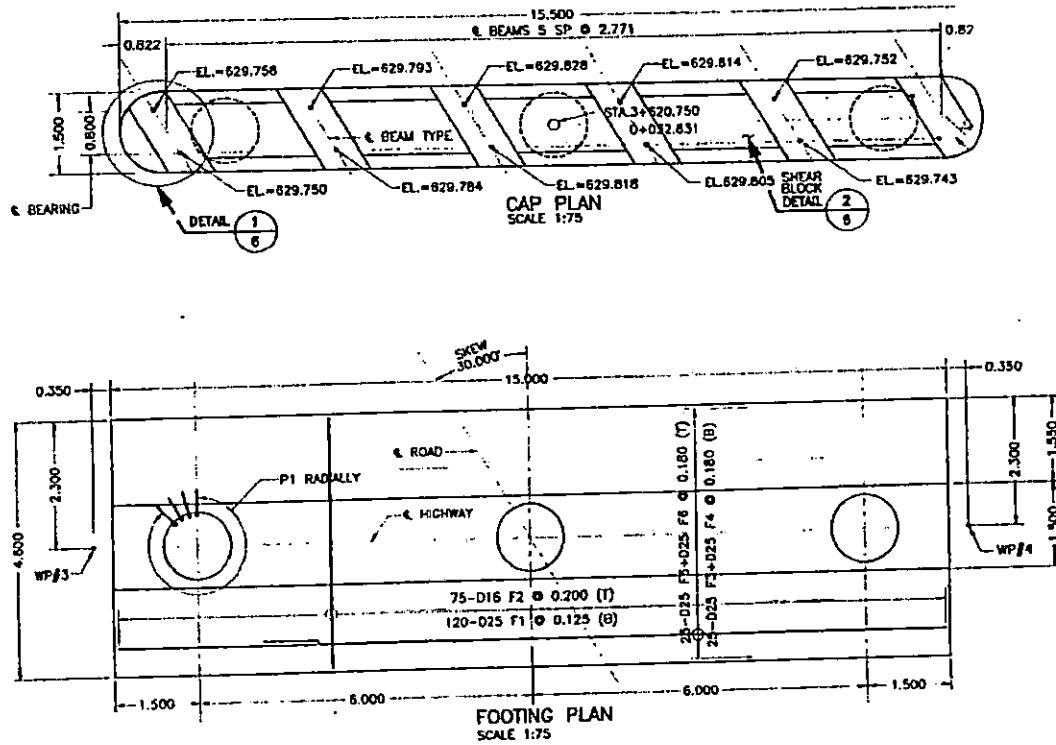


FIGURA No. 5.38 DETALLES DE PILA CENTRAL.

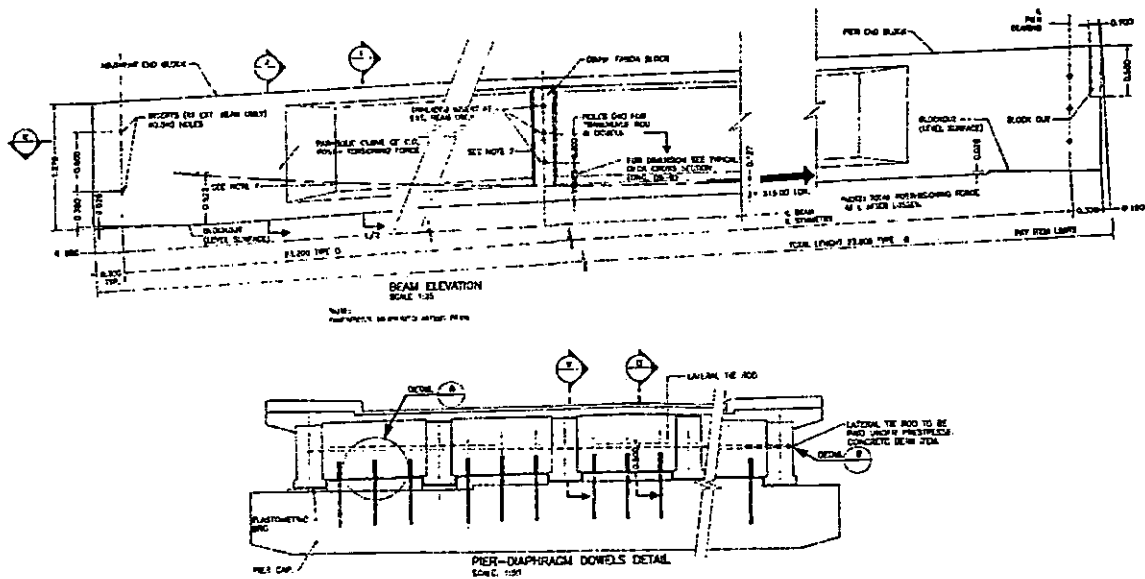


FIGURA No. 5.39 DETALLES DE VIGAS Y DIAFRAGMAS.

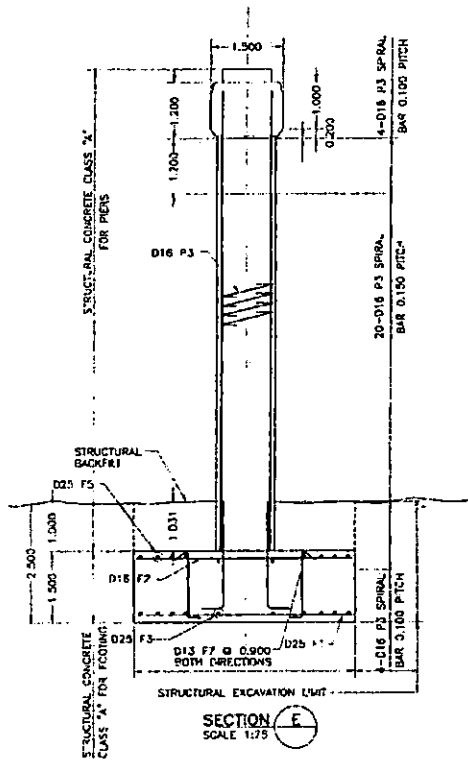


FIGURA No. 5.40 SECCION DE LA PILA.

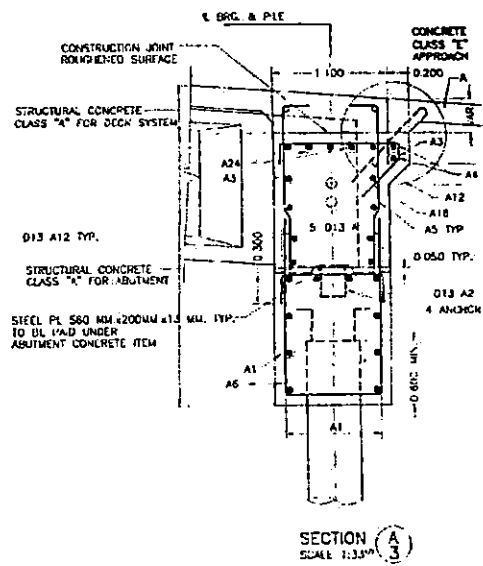


FIGURA No. 5.41 SECCION DEL ESTRIBO.

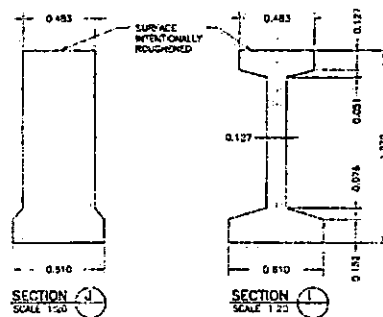
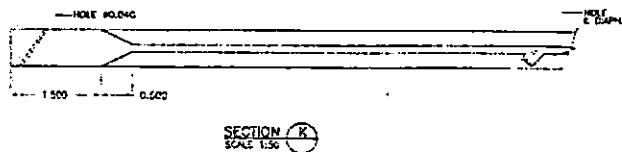
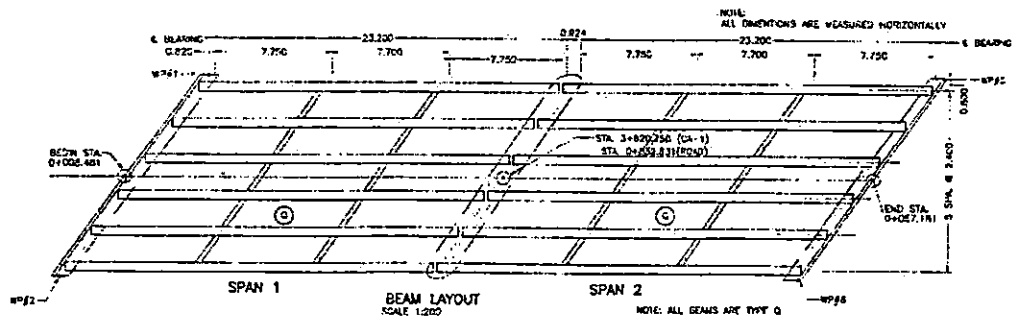


FIGURA No. 5.42 DISTRIBUCION EN PLANTA DE VIGAS Y DETALLES DE LAS MISMAS.

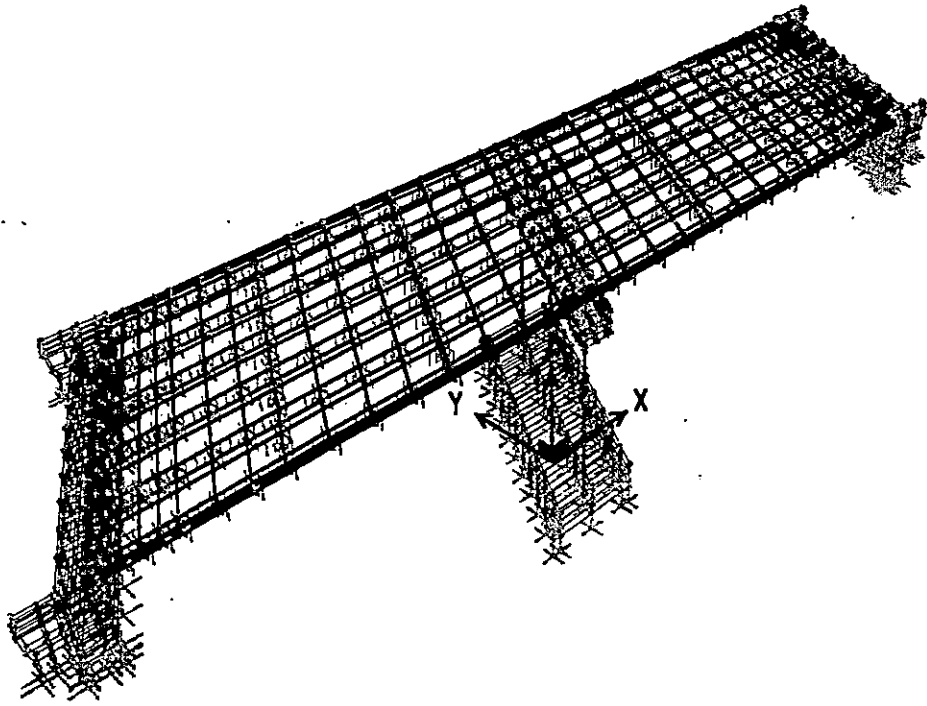


FIGURA No. 5.43 MODELO DEL PUENTE JUAN BERTIS.

## 5.2 ANALISIS LINEAL Y NO LINEAL EN PUENTES.

Una vez que los modelos de puentes son definidos se debe realizar el análisis de los mismos cuando son sometidos a un determinado tipo de carga, estos modelos pueden ser en algunos casos únicamente componentes del puente o idealizaciones del mismo. No debe olvidarse que la respuesta debe ser representativa de todo el sistema del puente, por lo que tales idealizaciones dependerán básicamente de las condiciones geométricas del puente y la precisión con que se requiere evaluar la respuesta del mismo.

Pero independientemente del modelo empleado en el análisis el ingeniero debe tener claro algunos conceptos que le permiten cuantificar la demanda del puente. Para esto se dispone de un gran número de métodos de análisis sísmico, que pueden ser lineales y no lineales y que permiten hacer dicha evaluación, de los cuales discutiremos algunos, ya que el objetivo no es dar a conocer todos los métodos de análisis sísmico que existen.

### ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL.

Ahora ya podemos discutir algunos métodos de análisis sísmico lineal que son comúnmente usados en la evaluación de la respuesta de los puentes y que serán aplicados en la investigación. Así, tenemos:

#### 1. ANÁLISIS MODAL.

Este es un método que aprovecha las propiedades de modos de vibrar de las estructuras, los cuales pueden ser tan grandes como el número de grados de libertad del modelo (en este caso el puente). Se conocen dos tipos de análisis modal:

- a) Análisis Modal Espectral. En el cual se utilizan espectros de respuesta y diseño para realizar el análisis sísmico.
- b) Análisis Modal Paso a Paso. Este es un método de análisis sísmico en cual se utilizan registros de terremotos (acelerogramas) para determinar el comportamiento de una estructura cuando es excitada con dicho registro.

La determinación de los modos de vibración puede ser realizada por el método de Newmark, el método de Holzer o el método de iteración inversa. Los dos primeros métodos son empleados en modelos sencillos en los cuales las ecuaciones formuladas pueden ser resueltas con calculadoras manuales, el último es un método matricial el cual es apropiado para programas de computadora.

El método de Newmark es aplicable a modelos lineales y consiste en determinar los modos de vibración del puente a partir de un proceso iterativo, el método comienza en asumir una deformada modal cualquiera para el modelo, a partir de la cual se calculan los parámetros tales como: fuerzas inerciales, fuerzas cortantes, desplazamientos y deformaciones. Estos parámetros quedan definidos como función de la frecuencia de vibración ( $\omega^2$ ). Posteriormente se calcula la frecuencia natural de vibración ( $\omega$ ) para la deformada asumida, al calcular las masas participantes se comparan con las asumidas en la primera deformada y de ser iguales indicará que dicha suposición es la correcta, caso contrario requerirá tantas iteraciones como sea necesario hasta obtener la igualdad.

El análisis modal se fundamenta en el hecho de que, en un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad, pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales, puesto que los mismos constituyen un conjunto completo. La ecuación básica que se debe cumplir en un análisis modal para modelos tridimensionales en los cuales efectos de torsión son considerados esta dada por  $[ \mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M} ] = 0$  (en la cual los términos de la ecuación son matrices). Para este tipo de modelos los métodos manuales anteriormente expuestos son muy deficientes por lo que es imprescindible el uso de métodos matriciales y apoyarse en programas de computadora.

Como antes se mencionó el método de análisis modal es aplicable únicamente a modelos lineales ya que en modelos no lineales es requerido el uso de periodos y modos de vibrar bastante complejos. En un análisis lineal los esfuerzos en los miembros que conforman el

puente no van más allá del esfuerzo de fluencia seleccionado para cada elemento. En otras palabras en este análisis se asume que ningún elemento del puente se comportará inelásticamente, lo cual es una suposición un tanto ambigua ya que se sabe que la mayoría de materiales empleados en obras estructurales, se comportan inelásticamente debido a los ciclos de carga y descarga (ciclos de histéresis) a los que se ven sometidos en la realidad. Esto no implica que el análisis elástico sea impráctico ni superficial sino más bien lo que tratamos de plantear es la necesidad de analizar el comportamiento real de la estructura ante una aplicación de carga para así disponer de estructuras que sean lo más seguras posibles. Para ello es aplicable el análisis no lineal.

#### ANÁLISIS NO LINEAL.

Existen tres tipos de no lineal en las estructuras que son: la geométrica, la de material y la de condición de equilibrio; de las cuales dos son consideradas las más importantes. La primera, denominada no-linealidad geométrica, se da cuando la suposición de que los elementos sufren pequeños desplazamientos es errónea, y cuando menos para alguno de los elementos del modelo las condiciones de equilibrio deben ser planteadas sobre la configuración desplazada del mismo. Un ejemplo claro de este tipo de no-linealidad se da en el conocido efecto  $P-\Delta$ , en el cual los desplazamientos diferenciales se van incrementando debido a la acción de cargas laterales y/o grandes fuerzas axiales, lo cual produce momentos considerados como de segundo orden o pandeo de Euler en los elementos verticales. La segunda es debido a la no linealidad del material, la cual esta relacionada con las curvas de esfuerzo-deformación de los materiales que conforman el puente, en las que se puede apreciar la no linealidad del material reflejando además estados de falla como agrietamiento y fluencia en los materiales lo cual produce cambios bruscos en las curvas.

Cuando se consideran los efectos no lineales en los modelos de puentes, independientemente del tipo de no-linealidad presente o la presencia de más de alguna de ellas en el modelo, el ingeniero dispone de diversos métodos de análisis que le permitirán conocer

una respuesta realista del puente ante cualquier aplicación de carga. Entre los métodos de análisis no lineal que comúnmente se aplican se tienen:

1. Método de análisis no lineal paso a paso, el cual es un método de análisis dinámico que usa como herramienta principal registros de terremotos ocurridos o acelerogramas que el ingeniero considera apropiados para la zona donde el puente estará ubicado. En este método la determinación de la respuesta del puente ante una excitación sísmica es bastante precisa ya que la evaluación de la misma se calcula para intervalos de tiempo muy pequeños, entre 0.005 y 0.02 segundos, la evaluación de la respuesta de un modelo de puente usando un acelerograma hace necesario el uso de un sofisticado programa de computadora en el cual dicho análisis pueda ser incluido. La importancia de un análisis no lineal usando el método paso a paso (Time History) es que se conoce como el puente se comportará a través del lapso de tiempo que dure el terremoto de diseño.

2. Método de análisis no lineal espectral.

A diferencia del método anterior en este se utilizan espectros de respuesta inelásticos o espectros de diseño inelástico para realizar el análisis.

3. Análisis estático no lineal.

Otro método comúnmente usado en la no-linealidad es el Análisis PUSHOVER (análisis de colapso), este es un método de análisis sísmico estático en el cual la carga lateral equivalente aplicada al modelo es de una magnitud arbitraria, la cual se va incrementando según aparezcan en el sistema o modelo, mecanismos o articulaciones plásticas en los elementos del puente, los incrementos de carga cesan hasta el momento en que el modelo total se convierte en un mecanismo, es decir que el modelo se vuelve inestable y se produce el colapso del puente, este método en otras palabras consiste en un número sucesivos de análisis lineales elásticos; los cálculos numéricos en este método pueden ser realizados con calculadoras manuales.

### 5.3 TÉCNICAS DE MODELACIÓN MATEMÁTICA TRIDIMENSIONAL.

#### 5.3.1 MODELACIÓN GEOMÉTRICA Y ESTRUCTURAL DEL PUENTE.

La técnica de modelación matemática tridimensional en la cual se representa la forma geométrica de la estructura del puente, permite conocer las demandas de esfuerzos, deformaciones y rotaciones en cada uno de los miembros del modelo cuando este es sometido a un determinado tipo de carga, y esta fundamentada en un método de análisis estructural llamado "Método de elemento finito"; esta técnica de análisis fue desarrollada por Courant en 1943 para el análisis de torsión en vigas y cuya aplicación se vio frustrada debido a la dificultad para resolver las ecuaciones con el uso de calculadoras manuales. No fue sino hasta en 1960 cuando este método comenzó a tomar auge debido a los progresos en el campo de la computación (aunque ya antes había sido aplicado en el campo de la aeronáutica para el diseño de las membranas de los aviones); el nombre "Método de elemento finito" fue dado por Ray Clough en 1960 y aún en nuestros días dicho método de análisis sigue siendo conocido como tal.

El método consiste en definir y resolver un número de ecuaciones matemáticas representativas de cada uno de los elementos finitos, en los cuales se ha dividido cada miembro del modelo del puente. Estos elementos finitos pueden ser tan pequeños como un diferencial para obtener resultados exactos, pero sus "tamaños" dependerán del grado de precisión que se requiere para la respuesta del modelo ante una aplicación de carga o del criterio ingenieril en cuanto a saber en que puntos de la estructura se producirán mayores esfuerzos.

Algunas suposiciones son hechas para plantear las ecuaciones de un elemento finito, así; los esfuerzos entre las fronteras de dos elementos finitos adyacentes son diferentes, los desplazamientos registrados para dichos elementos son iguales únicamente en los nodos o juntas comunes entre ellos. La primera suposición es tal vez lo más novedoso del método ya que en la totalidad de los otros métodos de análisis estructural, que se conocen, se supone que los esfuerzos son iguales en dichos puntos de un elemento de viga o de marco.

En los puentes, para definir las ecuaciones de un elemento finito es necesario saber a cual miembro del puente pertenece dicho elemento finito, ya que su matriz de rigidez varía según los grados de libertad impuestos en los nodos. La ecuación del elemento finito debe representar el perfil desplazado del mismo, por lo que es uno de los procesos claves en la definición de las ecuaciones. Un principio importante en la definición de ecuaciones de un elemento finito, es el principio de "campo de desplazamiento" el cual por lo general es una función de las coordenadas espaciales que definen la forma de desplazamiento de un elemento. Para definir el campo de desplazamiento de un elemento finito unidimensional y/o bidimensional, las ecuaciones (polinómicas) son tomadas del conocido triángulo de Pascal en función de algunos parámetros desconocidos, los cuales pueden ser arbitrariamente seleccionados y cuyos valores numéricos al ser resueltos representarán el perfil desplazado del elemento finito. Para elementos finitos más precisos como los tridimensionales el campo de desplazamiento plano ya no es representativo, por lo que las ecuaciones se vuelven más complejas ya que los grados de libertad del elemento finito se incrementan.

Pero lo mas complejo del método de elemento finito tal vez no sea la formulación de un gran número de ecuaciones matemáticas, si no su solución numérica con métodos manuales, por lo que los ingenieros tienen que apoyarse en sofisticados programas de computadora para poder conocer los parámetros que previamente fueron definidas en las ecuaciones.

Los modelos matemáticos tridimensionales requieren de grandes esfuerzos por parte del ingeniero, por lo que éste debe de tratar de simplificar discretamente el modelo de tal forma que el modelo sea semejante al puente real; para evitar esfuerzos que a la larga pueden ser innecesarios por tratar de reflejar exactamente la geometría del mismo. Esta es una técnica que básicamente debe usarse en el caso de puentes irregulares o puentes de múltiples claros, o también en investigaciones exhaustivas del comportamiento de los puentes ante excitaciones de carga, para ello se requerirá de modelos matemáticos tridimensionales con análisis de elementos finitos. En la actualidad son muchos los programas computacionales de análisis

estructural que han sido desarrollados, y en aquellos en los que el análisis de elementos finitos es inherente diversos tipos de elementos son considerados; por lo que el ingeniero debe saber que tipo de elementos finitos debe utilizar para modelar cada miembro del puente en el sistema o modelo.

En el caso del programa utilizado en la investigación SAP2000N, diferentes tipos de elementos son considerados; así tenemos, elementos de marco (FRAME Element), los cuales son preferiblemente utilizados para modelar las vigas y diafragmas de los puentes y en algunos casos pilas y/o pilotes de los mismos, esto es porque con los conocimientos básicos de las estructuras el ingeniero tiene una idea clara del comportamiento de tales elementos ante excitaciones de cargas. Por otra parte las ecuaciones de rigidez son fáciles de definir para estos elementos.

Sin embargo los otros elementos tales como los estribos y en algunos casos las pilas centrales son modeladas como elementos sólidos (SOLID Element), que son elementos finitos tridimensionales en los cuales las ecuaciones que los representan son más complejas debido a que los grados de libertad son más numerosos (24 grados de libertad), que en el caso de elementos de marco. También se puede citar el hecho que la losa se modela como un elemento con espesor delgado (SHELL Element), esto es por que la losa se comportará de forma muy aproximada a la de un cascarón, debido a que en estos elementos los espesores de concreto son pequeños.

En resumen todos los elementos que integran un puente a ser analizado deben en alguna forma considerarse en el modelo, por lo que el ingeniero responsable del análisis debe tener claro los materiales que se emplearán en el puente y además, saber que tipo de elemento finito se aproxima más al comportamiento real del material cuando sea sometido a una carga cualquiera.

### 5.3.2 MODELACIÓN DEL SUELO.

Otro aspecto que no hay que dejar de lado en el análisis es la interacción de la estructura con el suelo circundante, la cual debe también ser modelada, la forma aproximada más común de modelar la acción del suelo sobre la estructura es a través de resortes, con una rigidez que es determinada en función de: las propiedades del suelo, el tipo de suelo y la profundidad a la cual se está considerando la interacción del suelo con la estructura.

El cálculo de la rigidez de los resortes también varía según el tipo de elemento estructural que se está considerando interacción con el suelo. Algunos métodos de análisis fueron propuestos por la FHWA (Federal Highway Administration) en el reporte No. RD-86/102 de junio de 1986 con el título "Seismic Design of Highway Bridge Foundations" (Volúmenes I, II Y III) y por el Departamento de Ingeniería Civil del Instituto de Investigación Ingenieril de la Universidad Estatal de Iowa en el reporte final de 1987, bajo el título de "Pile Design and Test for Integral Abutment Bridge".

En los estudios anteriormente mencionados se han definido ecuaciones a través de las cuales los valores de rigidez del suelo, según sus propiedades, pueden ser determinados. En dichos estudios se analizaron diferentes elementos estructurales con los cuales inter actúa el suelo al momento de la sacudida, algunos de estos elementos son: pilotes, zapatas y estribos.

#### 5.3.2.1. CALCULO DE RIGIDEZ DEL SUELO CONSIDERANDO INTERACCIÓN CON ESTRIBOS.

Algunas propiedades del suelo deben ser previamente determinadas para poder definir la rigidez del suelo circundante a los estribos. Estas propiedades pueden ser determinadas en ensayos de laboratorio, así se debe determinar: el ángulo de fricción interno ( $\phi$ ), el peso unitario ( $\gamma$ ) y el modulo de Young del suelo circundante al estribo.

En el estudio realizado por la FHWA relacionado a la interacción de estribos con el suelo circundante, se encuentran algunas idealizaciones que han sido hechas como resultado de investigaciones en modelos a escala, las cuales serán retomadas y aplicadas en la

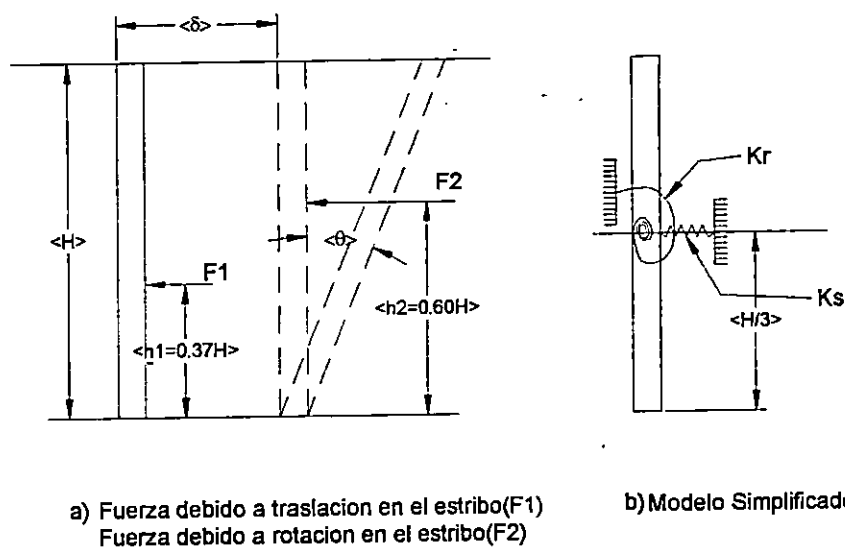


FIGURA No. 5.44 MODELO DEL SISTEMA SUELO-ESTRIBO A TRAVES DE RESORTES.

modelación del suelo en los modelos de puentes. En la figura No. 5.44 se muestra tal idealización.

### 5.3.2.2. CALCULO DE LA RIGIDEZ DEL SUELO CIRCUNDANTE A PILOTES.

En este caso la rigidez del suelo se define en función de la resistencia del suelo y de una serie de gráficas que representan, la relación entre las fuerzas laterales y los desplazamientos horizontales (curvas p-y), la relación entre las fuerzas de fricción del fuste del pilote con el suelo y los desplazamientos de los mismos (curvas f-z) y la relación entre los esfuerzos soportantes en el extremo de la pila y los asentamientos en la punta (curvas q-z). La caracterización del suelo se hace usando el modelo de suelo de Winkler el cual asume

que la rigidez del suelo puede ser representada por resortes verticales y laterales a lo largo del pilote y además que los movimientos de cada resorte son independientes entre sí y que estos tienen un comportamiento no lineal (figura No. 5.45).

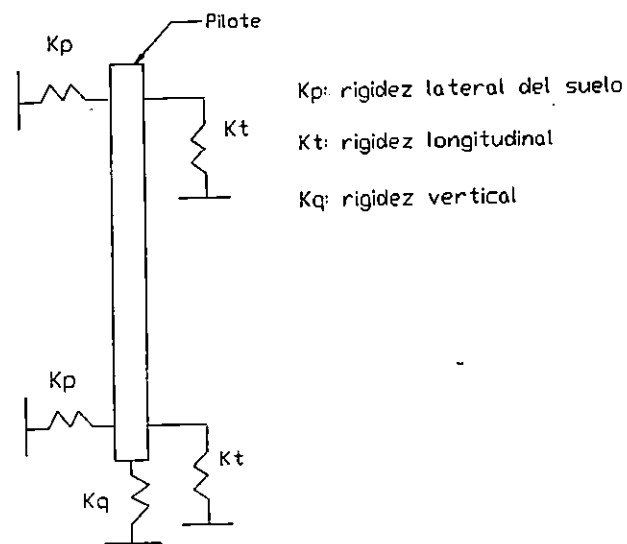


FIGURA No. 5.45 MODELO DEL SISTEMA SUELO-PILOTE.

Las curvas  $p$ - $y$ ,  $f$ - $z$  y  $q$ - $z$  pueden ser simplificadas usando el modelo de Ramberg-Osgood modificado, el cual consiste en relacionar los desplazamientos y resistencia del suelo a través de curvas como las mostradas en la figura No. 5.45, los parámetros para definir las curvas varían según el tipo de suelo. En el estudio realizado por el Instituto de Investigación Ingenieril de la Universidad Estatal de Iowa se definieron los parámetros para definir las tres curvas en los casos donde se tenía arcilla y arena circundante a los pilotes. Sin embargo el modelo de Ramberg-Osgood planteado en el estudio antes mencionado, no será utilizado en la investigación que se está realizando, ya que no se modelarán los pilotes en ninguno de los puentes.

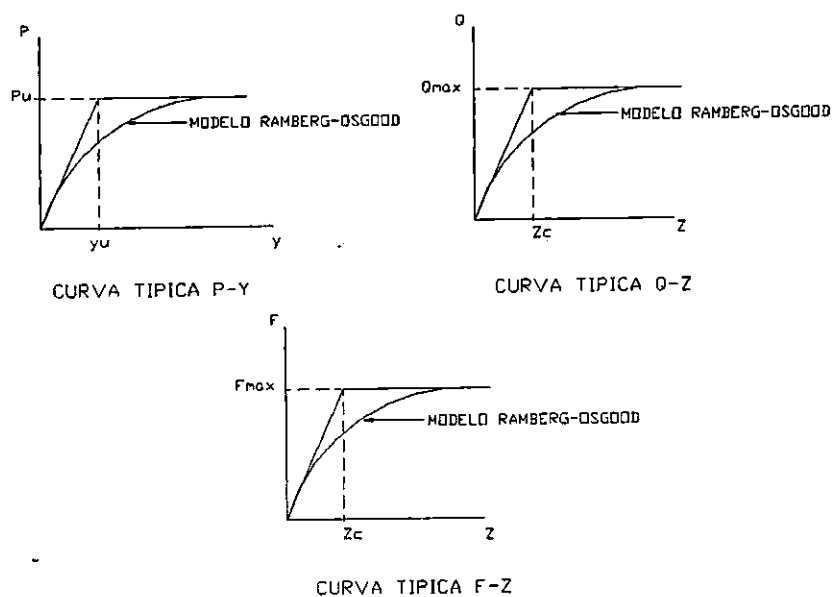


FIGURA No. 5.46 CURVAS TÍPICAS DEL MODELO DE RAMBERG-OSGOOD.

### 5.3.2.3. CALCULO DE RIGIDEZ DEL SUELO CONSIDERANDO INTERACCIÓN CON ZAPATAS.

El calculo de la rigidez de los resortes representando la acción del suelo sobre zapatas ha sido también investigada por la FHWA; en dicho estudio varios modelos de zapatas fueron analizados y para cada uno de ellos se definieron ecuaciones a partir de las cuales la rigidez del suelo puede ser calculada, en esta investigación dichas ecuaciones serán aplicadas cuando las condiciones reales de la zapata modelada se asemejen a las condiciones de suelo para las cuales las zapatas fueron estudiadas. En la figura No. 5.47 se muestra un detalle de los modelos utilizados en el estudio de la FHWA.

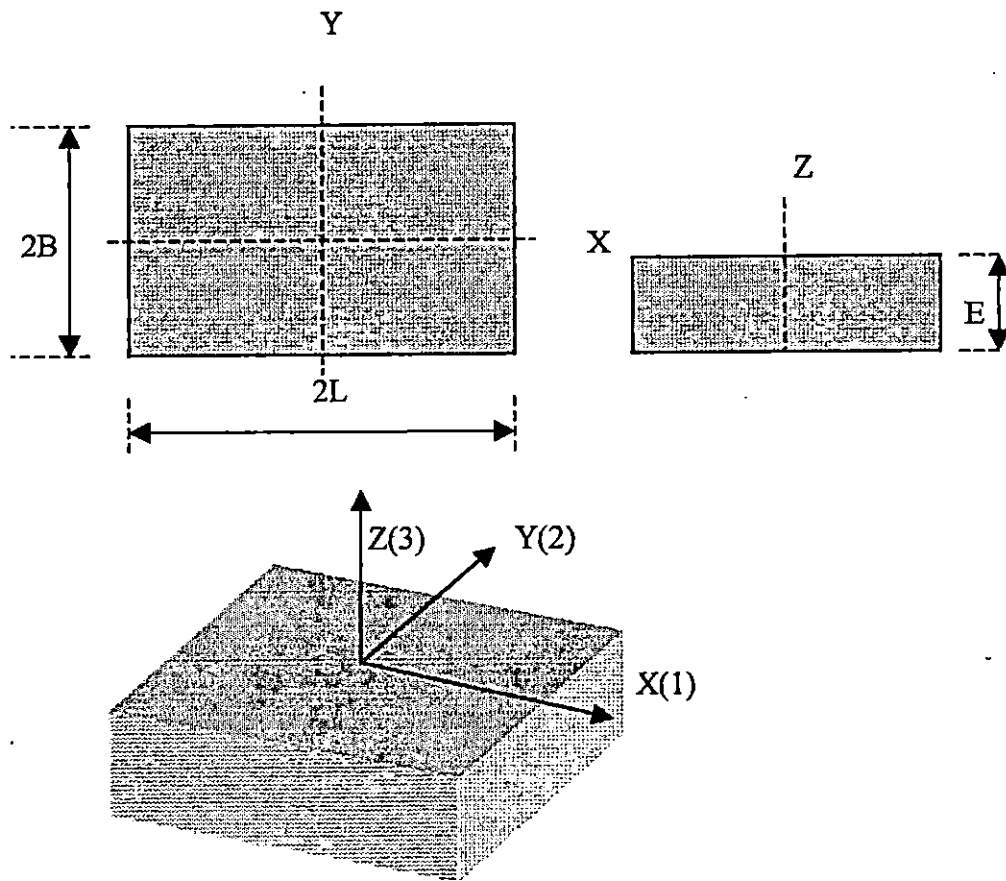


FIGURA No. 5.47 PARAMETROS GEOMETRICOS Y SISTEMA DE COORDENADAS PARA UNA ZAPATA RECTANGULAR.

## 5.4 APLICACIÓN DEL ANALISIS LINEAL A LOS PUENTES MODELADOS.

Una vez concluidos los modelos se procede al análisis sísmico lineal de los mismos. Cuando se va a realizar el análisis sísmico de cualquier estructura, un acelerograma representa la información más completa que se puede obtener sobre las demandas sísmicas. Por ello, las cargas aplicadas a los modelos consisten fundamentalmente en: Cargas Muertas debido al peso de los elementos secundarios tales como aceras barandales y postes, que actúan sobre la superestructura; y las excitaciones sísmicas representadas por medio de registros de acelerógrafos (Acelerograma).

### 5.4.1 CARACTERIZACION DE LOS ACELEROGRAMAS A APLICAR EN LOS MODELOS.

Un acelerograma representa de una manera muy completa el movimiento del terreno inducido por el sismo, por medio de aceleraciones en función del tiempo. Su principal característica es que es una función de tiempo muy difícil de caracterizar por medio de un solo parámetro. Los parámetros comúnmente usados para caracterizar los acelerogramas son: Aceleración Máxima, Aceleración Efectiva, Velocidad y Desplazamiento, Intensidad Espectral, Flujo de Arias, Flujo de Energía y la Duración del movimiento fuerte. En la investigación que realizamos, los parámetros considerados para la selección de los acelerogramas a utilizar fueron: Aceleraciones Máximas, Velocidad y Desplazamiento y la Intensidad de Arias<sup>13</sup>.

Los registros de acelerógrafos escogidos, de los cuales se dispone, son los que se detallan a continuación:

- Registros del terremoto de San Salvador del 10 de Octubre de 1986.
- Registros del terremoto de la Zona de Subducción del 19 de Junio de 1982.
- Registros del terremoto "El Centro", 18 de Mayo de 1940.

#### 5.4.1.1. El terremoto del 10 de Octubre de 1986.

---

<sup>13</sup> "Sismología para Ingenieros" por Julian Bommer.

1. Registros del Acelerógrafo localizado en el Instituto Geográfico Nacional (I.G.N.) ver figura No. 5.48.

#### DATOS GENERALES:

Terremoto de San Salvador, Octubre 10, 1986.

Acelerógrafo ubicado en piso 1, estación # 90005

Hipocentro: 13.67N, 89.2W, H=8 Km.

Período del instrumento=0.0383 seg. Amortiguamiento=0.61, Longitud registrada=20.260 sec, puntos de instrumento para datos de aceleración, velocidad, desplazamiento = 1014, igualmente espaciados en intervalos de 0.02 seg.

#### COMPONENTE 1: 270°. (N-S)

- Aceleración pico= -524.451 cm/seg/seg. (-0.535g), en un tiempo de 1.86 seg.
- Velocidad pico = -72.731 cm/seg. , en un tiempo de 2.00 seg.
- Desplazamiento pico = -10.567 cm. , en un tiempo de 2.20 seg.

#### COMPONENTE 2: VERTICAL.

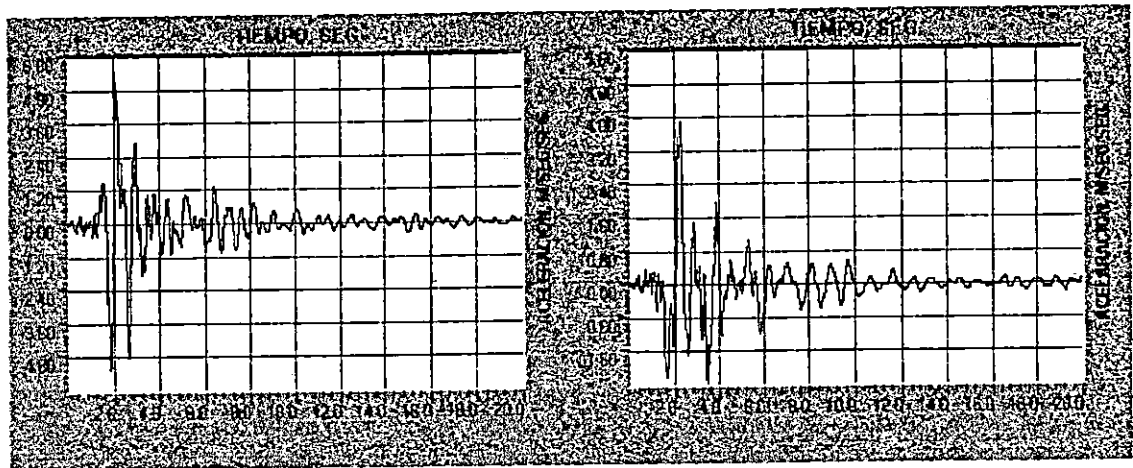
- Aceleración pico= 437.300 cm/seg./seg.(0.446g) ,en un tiempo de 2.00 seg.
- Velocidad pico = -18.280 cm/seg. en un tiempo de 1.96 seg.
- Desplazamiento pico = 2.082 cm. en un tiempo de 1.62 seg.

#### COMPONENTE 3: 180° (E-O).

- Aceleración pico= 391.650 cm/seg./seg.(0.40g) ,en un tiempo de 2.280 seg.
- Velocidad pico = -56.08 cm/seg. en un tiempo de 2.00 seg.
- Desplazamiento pico = -17.798 cm. en un tiempo de 2.26 seg.

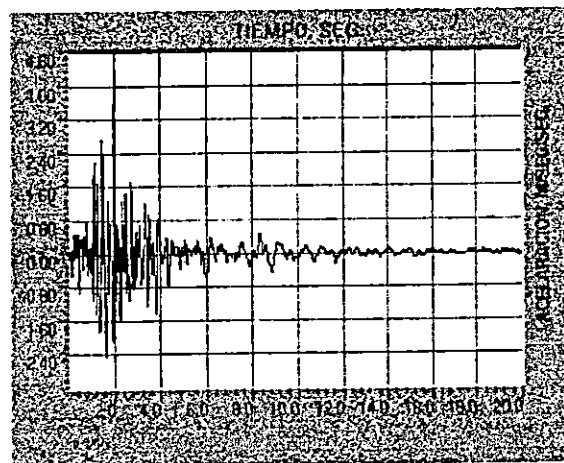
Los espectros de respuesta para la pseudoaceleración se muestran en la figura No. 5.49.

FIGURA No. 5.48 ACELEROGRAMAS PARA LOS REGISTROS DEL IGN.



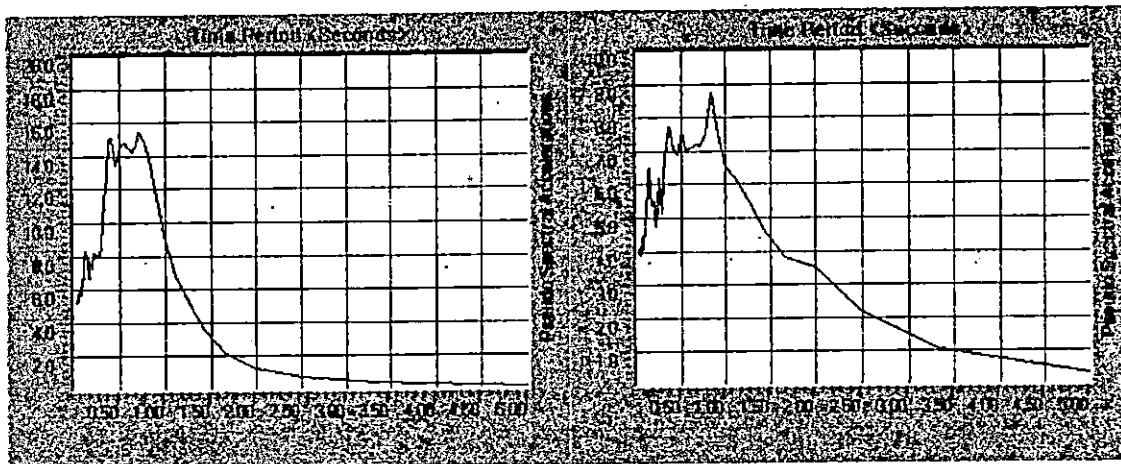
A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



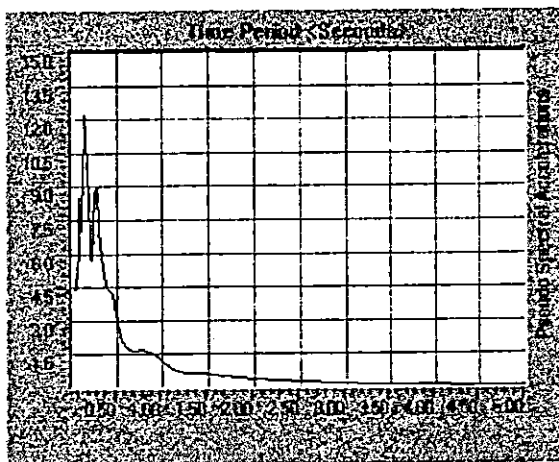
C. COMPONENTE VERTICAL.

<sup>1</sup> FIGURA No. 5.49 ESPECTROS DE RESPUESTAS PARA LOS REGISTROS DEL IGN  
 $\zeta = 5\%$



A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



C. COMPONENTE VERTICAL.

<sup>1</sup> Las unidades de la Pseudo Aceleración son m /seg<sup>2</sup>.

2. Registros del Acelerógrafo localizado en el Centro de Investigaciones Geotécnicas (C.I.G.) ver figura No. 5.50.

**DATOS GENERALES:**

Terremoto de San Salvador, Octubre 10, 1986.

Acelerógrafo ubicado en piso 1, estación # 90006

Hipocentro: 13.67N, 89.2W, H=8 Km.

Período del instrumento=0.0372 seg. Amortiguamiento=0.59, Longitud registrada=9.020 sec, puntos de instrumento para datos de aceleración, velocidad, desplazamiento = 452, igualmente espaciados en intervalos de 0.02 seg.

**COMPONENTE 1: 90° (N-S)**

- Aceleración pico = -680.797 cm/seg./seg. (0.694g) ,en un tiempo de 1.52 seg.
- Velocidad pico = 80.040 cm/seg. , en un tiempo de 1.46 seg.
- Desplazamiento pico = -11.901 cm. , en un tiempo de 1.18 seg.

**COMPONENTE 2: VERTICAL.**

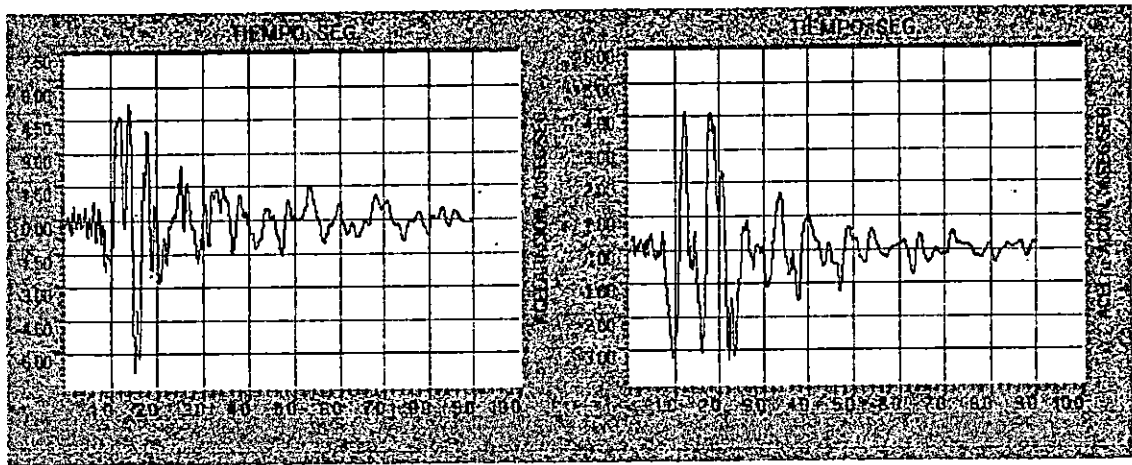
- Aceleración pico = 381.180 cm/seg./seg. (0.389g) ,en un tiempo de 1.46 seg.
- Velocidad pico = -10.858 cm/seg. en un tiempo de 1.42 seg.
- Desplazamiento pico = 2.251 cm. en un tiempo de 4.36 seg.

**COMPONENTE 3: 180° (E-O).**

- Aceleración pico = 411.734 cm/seg./seg. (0.42g),en un tiempo de 1.22 seg.
- Velocidad pico = 61.818 cm/seg. en un tiempo de 2.14 seg.
- Desplazamiento pico = -14.28 cm. en un tiempo de 1.84 seg.

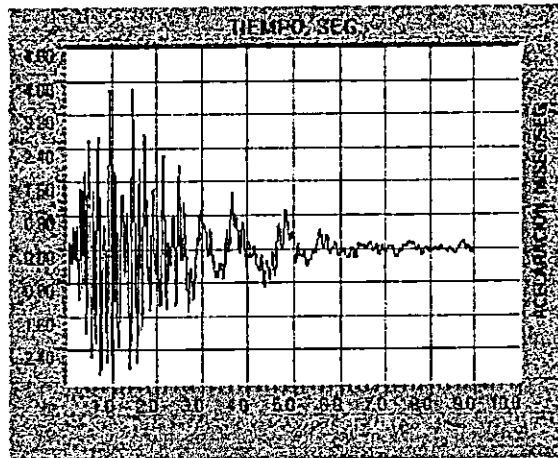
Los espectros de respuesta para la pseudoaceleración se muestran en la figura No. 5.51.

FIGURA No. 5.50 ACELEROGRAMAS PARA EL REGISTRO DEL CIG.



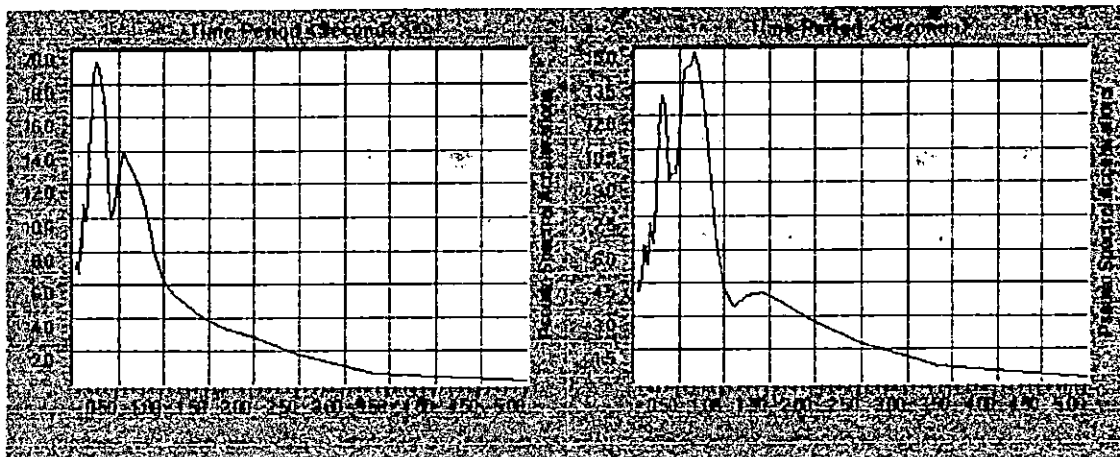
A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



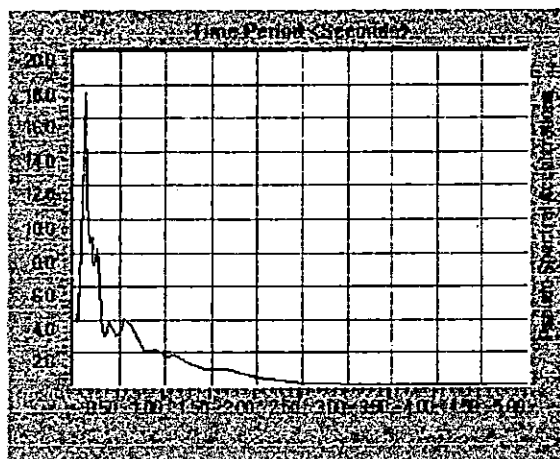
C. COMPONENTE VERTICAL.

<sup>1</sup> FIGURA No. 5.51 ESPECTROS DE RESPUESTA PARA LOS REGISTROS DEL CIG.  
 $\zeta = 5\%$



A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



C. COMPONENTE VERTICAL.

<sup>1</sup> Las unidades de la Pseudo Aceleración son  $m / \text{seg}^2$ .

3. Registros del Acelerógrafo localizado en el Hotel Camino Real. (HCR) ver figura No. 5.52.

#### DATOS GENERALES:

Terremoto de San Salvador, Octubre 10, 1986.

Acelerógrafo ubicado en el sótano, estación # 90014

Hipocentro: 13.67N, 89.2W, H=8 Km.

Período del instrumento=0.0397 seg. Amortiguamiento=0.59, Longitud registrada=21.30 sec, puntos de instrumento para datos de aceleración, velocidad, desplazamiento = 1066, igualmente espaciados en intervalos de 0.02 seg.

#### COMPONENTE 1: 90°. (N-S)

- Aceleración pico = 338.679 cm/seg./seg. (0.345g) , en un tiempo de 2.20 seg.
- Velocidad pico = -32.255 cm/seg. , en un tiempo de 1.62 seg.
- Desplazamiento pico = -4.212 cm. , en un tiempo de 1.82 seg.

#### COMPONENTE 2: VERTICAL.

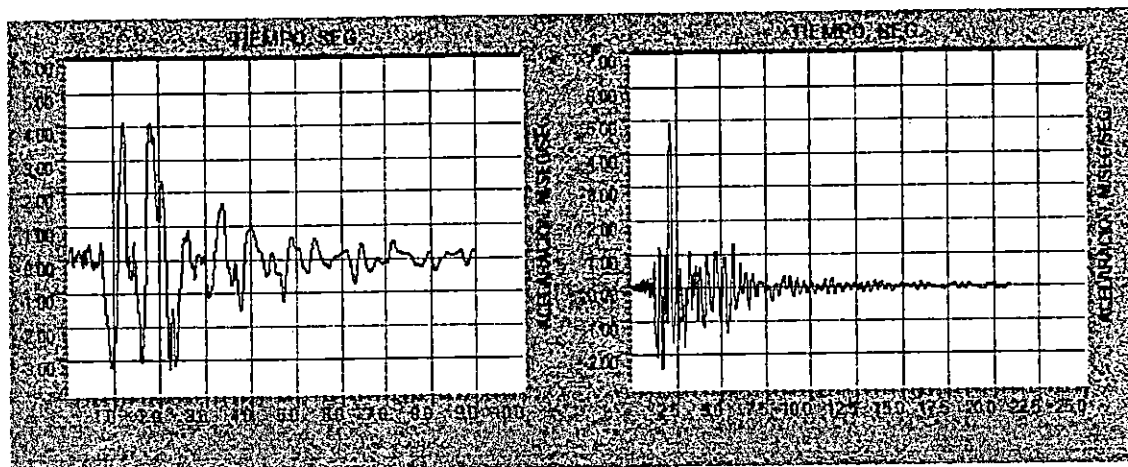
- Aceleración pico = 249.731 cm/seg./seg. (0.255g), en un tiempo de 3.16 seg.
- Velocidad pico = -13.338 cm/seg. en un tiempo de 1.16 seg.
- Desplazamiento pico = -2.51 cm. en un tiempo de 1.46 seg.

#### COMPONENTE 3: 0° (E-O).

- Aceleración pico = 421.069 cm/seg./seg. (0.429g) , en un tiempo de 2.18 seg.
- Velocidad pico = -45.507 cm/seg. en un tiempo de 1.96 seg.
- Desplazamiento pico = -13.442 cm. en un tiempo de 2.12 seg.

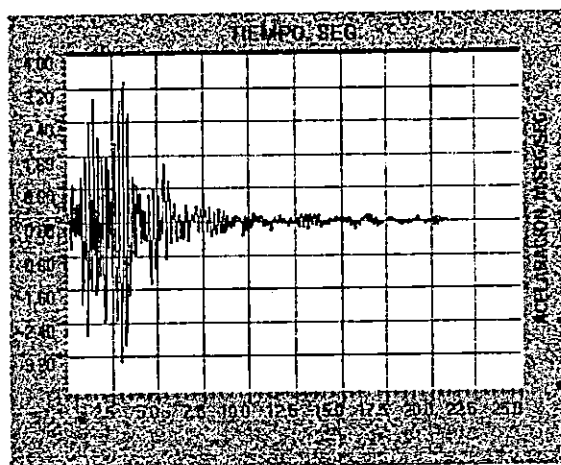
Los espectros de respuesta para la pseudoaceleración se muestran en la figura No. 5.53.

FIGURA No. 5.52 ACELEROGRAMAS PARA LOS REGISTROS DEL HCR.



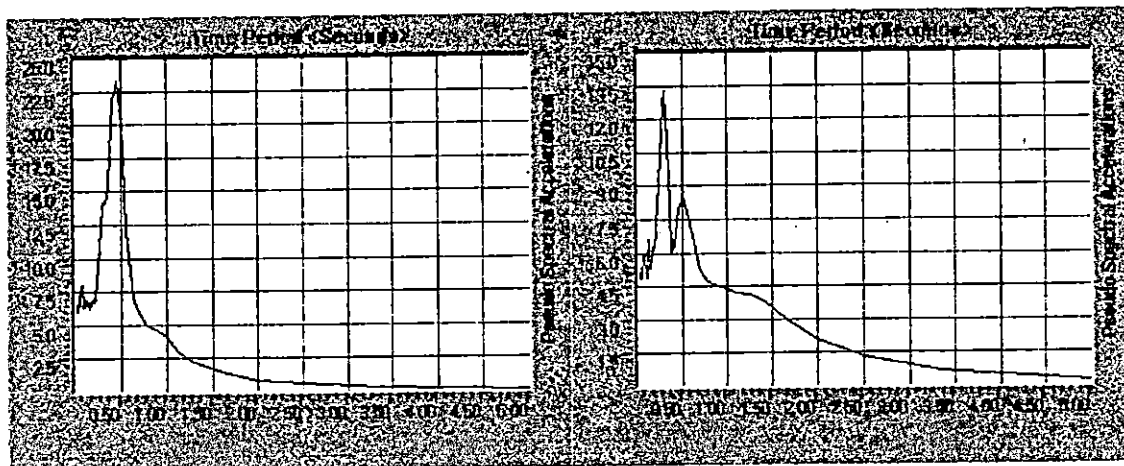
A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



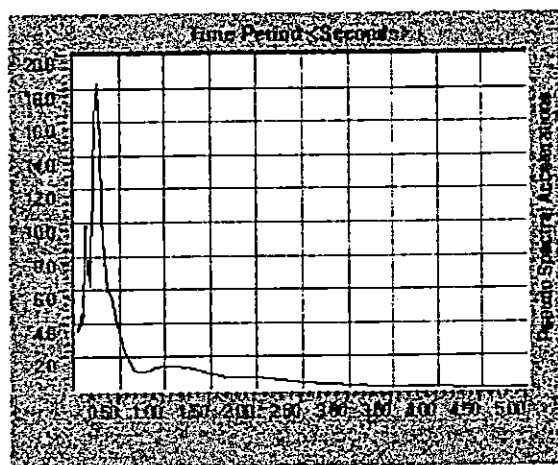
C. COMPONENTE VERTICAL

1 FIGURA No. 5.53 ESPECTROS DE RESPUESTA PARA LOS REGISTROS DEL HCR.  
 $\zeta = 5\%$



A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



C. COMPONENTE VERTICAL

<sup>1</sup> Las unidades de la Pseudo Aceleración son  $m/seg^2$ .

4. Registros del Acelerógrafo localizado en el Hotel Sheraton. (HSH) ver figura No. 5.54.

**DATOS GENERALES:**

Terremoto de San Salvador, Octubre 10, 1986.

Acelerógrafo ubicado en el piso 1, estación # 90018.

Hipocentro: 13.67N, 89.2W, H=8 Km.

Período del instrumento=0.0372 seg. Amortiguamiento=0.60, Longitud registrada=22.88 sec, puntos de instrumento para datos de aceleración, velocidad, desplazamiento = 1145, igualmente espaciados en intervalos de 0.02 seg.

**COMPONENTE 1: 270° (N-S)**

- Aceleración pico = 295.624 cm/seg./seg. (0.301g) , en un tiempo de 2.16 seg.
- Velocidad pico = 26.337 cm/seg. , en un tiempo de 1.78 seg.
- Desplazamiento pico = 4.356 cm. , en un tiempo de 1.90 seg.

**COMPONENTE 2: VERTICAL.**

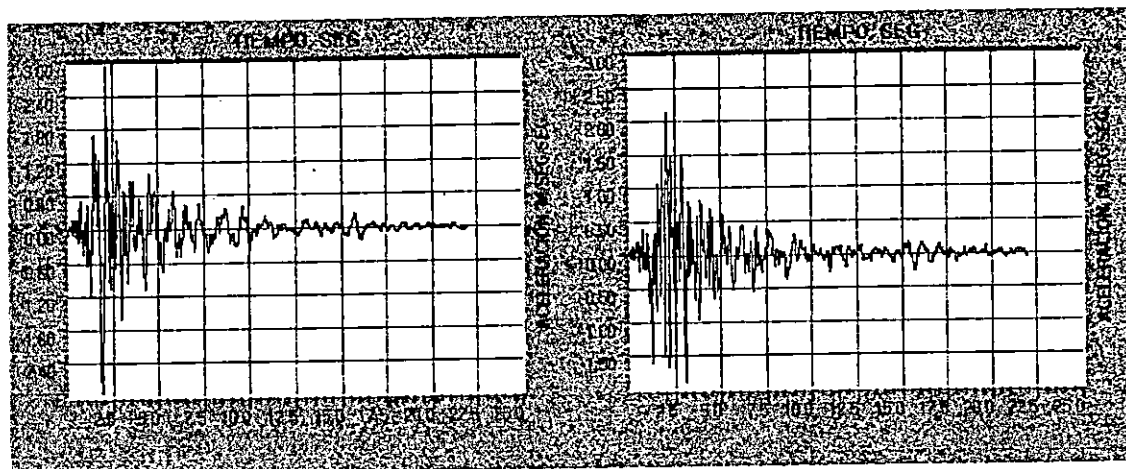
- Aceleración pico = -141.978 cm/seg./seg. (0.145g) , en un tiempo de 2.00 seg.
- Velocidad pico = 7.288 cm/seg. en un tiempo de 1.88 seg.
- Desplazamiento pico = -1.437 cm. en un tiempo de 6.06 seg.

**COMPONENTE 3: 0° (E-O).**

- Aceleración pico = 213.904 cm/seg./seg. (0.218g), en un tiempo de 2.06 seg.
- Velocidad pico = -17.671 cm/seg. en un tiempo de 1.54 seg.
- Desplazamiento pico = -4.547 cm. en un tiempo de 2.06 seg.

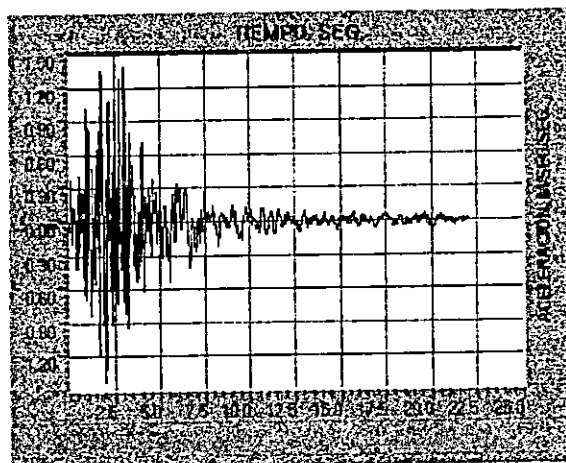
Los espectros de respuesta para la pseudoaceleración se muestran en la figura No. 5.55.

FIGURA No. 5.54 ACELEROGRAMAS PARA EL REGISTRO DEL HSH.



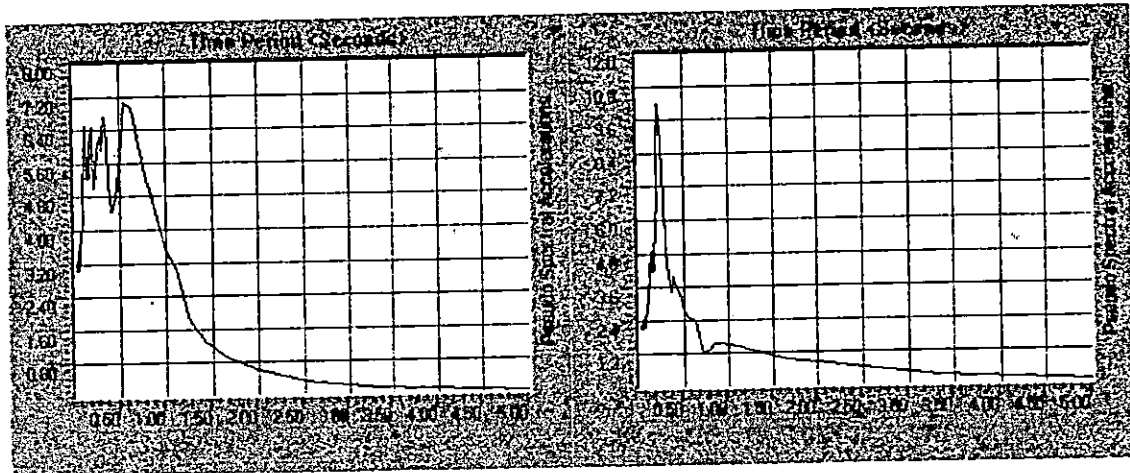
A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



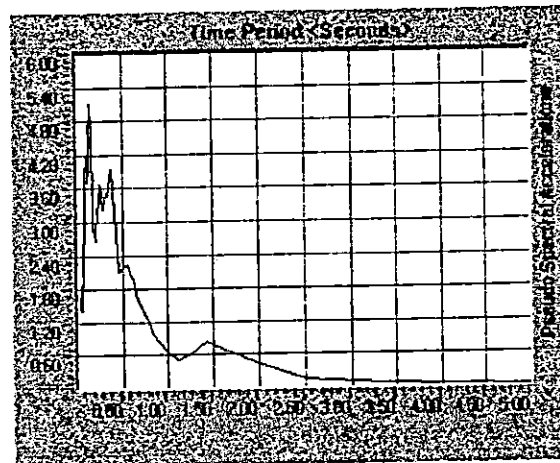
C. COMPONENTE VERTICAL.

1 FIGURA No. 5.54 ESPECTROS DE RESPUESTA PARA LOS REGISTROS DEL HSH.  
 $\zeta = 5\%$



A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



C. COMPONENTE VERTICAL.

<sup>1</sup> Las unidades de la Pseudo Aceleración son  $m / \text{seg}^2$ .

#### 5.4.1.2. El terremoto del 19 de Junio de 1982.

1. Registro de la Zona de Subducción. (ZSUB) ver figura No. 5.56.

##### DATOS GENERALES:

Terremoto de la Zona de Subducción, Junio 19, 1982.

Longitud registrada=91.80 sec, puntos de instrumento para datos de aceleración, velocidad, desplazamiento = 9181, igualmente espaciados en intervalos de 0.01 seg.

##### COMPONENTE 1: 270°. (N-S)

- Aceleración pico = -0.1699g, en un tiempo de 26.16 seg.
- Velocidad pico = 28.1324 cm/seg., en un tiempo de 30.15 seg.
- Desplazamiento pico = -11.3013 cm., en un tiempo de 29.38 seg.

##### COMPONENTE 2: VERTICAL.

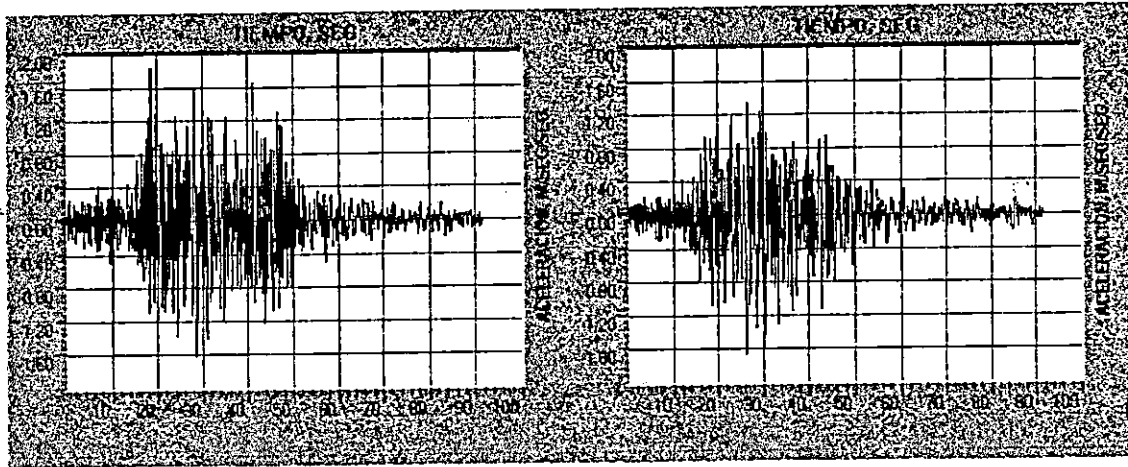
- Aceleración pico = -0.1169g, en un tiempo de 28.03 seg.
- Velocidad pico = 15.5824 cm/seg. en un tiempo de 27.30 seg.
- Desplazamiento pico = 13.4128 cm. en un tiempo de 28.00 seg.

##### COMPONENTE 3: 0° (E-O).

- Aceleración pico = 0.1874g, en un tiempo de 18.51 seg.
- Velocidad pico = 25.069 cm/seg. en un tiempo de 28.37 seg.
- Desplazamiento pico = 7.769 cm. en un tiempo de 37.35 seg.

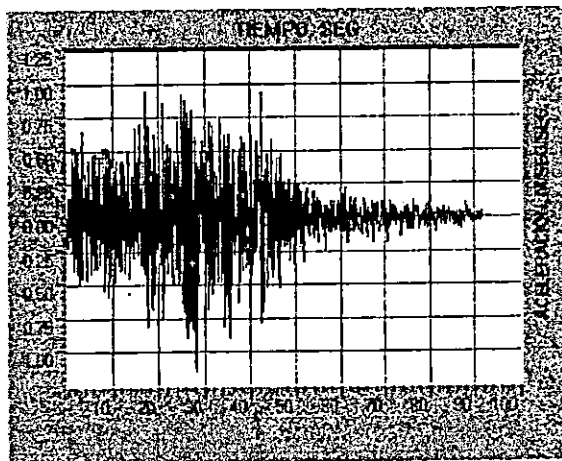
Los espectros de respuesta para la pseudoaceleración se muestran en la figura No. 5.57.

FIGURA No. 5.56 ACELEROGRAMAS PARA EL REGISTRO DE LA ZONA DE SUBDUCCION.



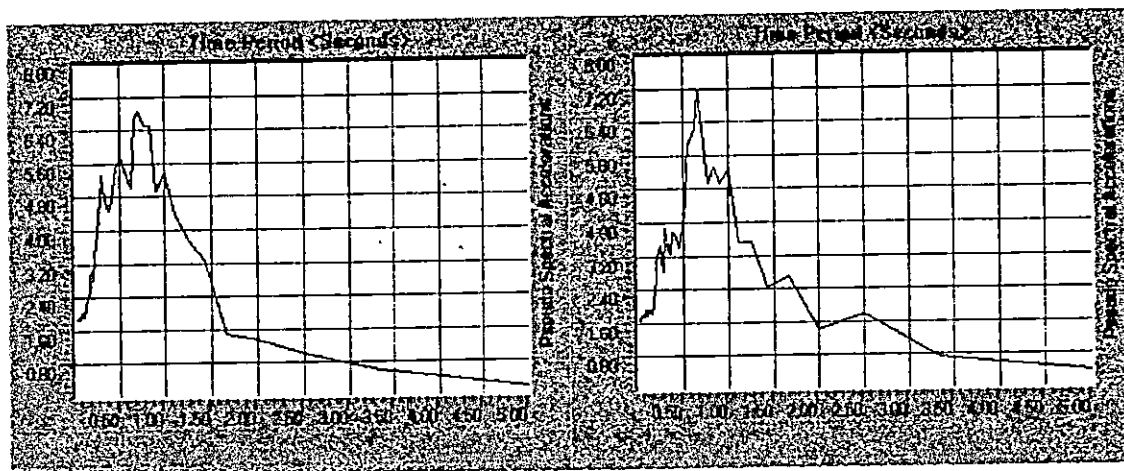
A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



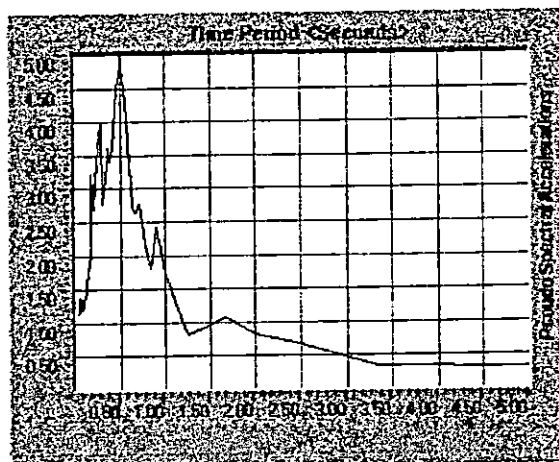
C. COMPONENTE VERTICAL.

<sup>1</sup> FIGURA No. 5.57 ESPECTROS DE RESPUESTA PARA LOS REGISTROS DE LA ZONA DE SUBDUCCION,  $\zeta = 5\%$ .



A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



C. COMPONENTE VERTICAL.

<sup>1</sup> Las unidades de la Pseudo Aceleración son m/seg<sup>2</sup>.

### 5.4.1.3. El terremoto del 18 de Mayo de 1940.

1. Registro de "El Centro". (ELC) ver figura No. 5.58.

#### DATOS GENERALES:

Terremoto de El Centro, Mayo 18, 1940.

Longitud registrada=53.79 sec, puntos de instrumento para datos de aceleración, velocidad, desplazamiento = 2670, igualmente espaciados en intervalos de 0.02 seg.

#### COMPONENTE 1: 270°. (N-S)

- Aceleración pico =  $341.69 \text{ cm/seg}^2$  (0.348g), en un tiempo de 2.12 seg.
- Velocidad pico =  $33.449 \text{ cm/seg.}$ , en un tiempo de 2.18 seg.
- Desplazamiento pico =  $10.866 \text{ cm.}$ , en un tiempo de 8.58 seg.

#### COMPONENTE 2: VERTICAL.

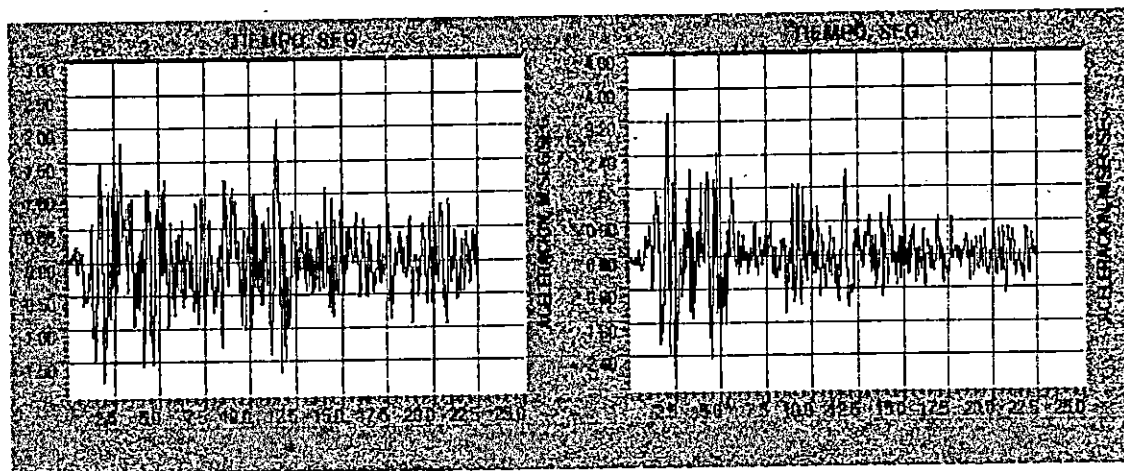
- Aceleración pico =  $-206.347 \text{ cm/seg}^2$  (-0.210g), en un tiempo de 0.98 seg.
- Velocidad pico =  $-10.837 \text{ cm/seg.}$  en un tiempo de 3.26 seg.
- Desplazamiento pico =  $-5.558 \text{ cm.}$  en un tiempo de 3.42 seg.

#### COMPONENTE 3: 0° (E-O).

- Aceleración pico =  $210.1422 \text{ cm/seg}^2$  (0.214g), en un tiempo de 11.44 seg.
- Velocidad pico =  $-36.921 \text{ cm/seg.}$  en un tiempo de 2.14 seg.
- Desplazamiento pico =  $-19.782 \text{ cm.}$  en un tiempo de 3.00 seg.

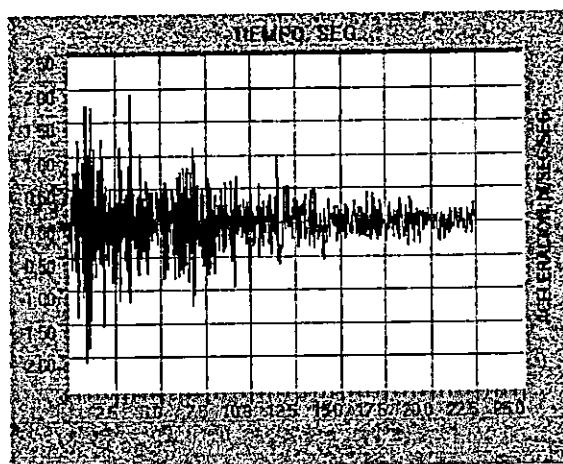
Los espectros de respuesta para la pseudoaceleración se muestran en la figura No. 5.59.

FIGURA No. 5.58 ACELEROGRAMAS PARA EL REGISTRO DE EL CENTRO.



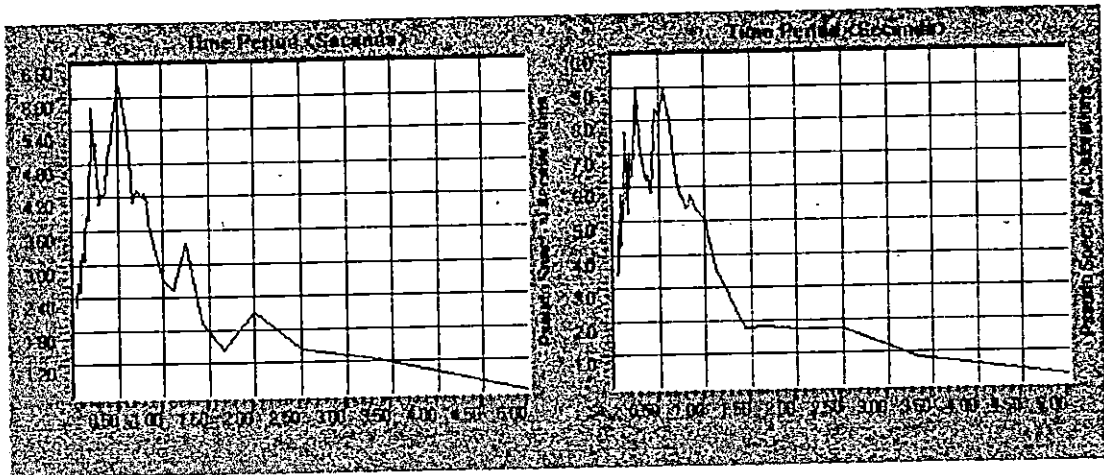
A. COMPONENTE ESTE-OESTE.

B. COMPONENTE NORTE-SUR.



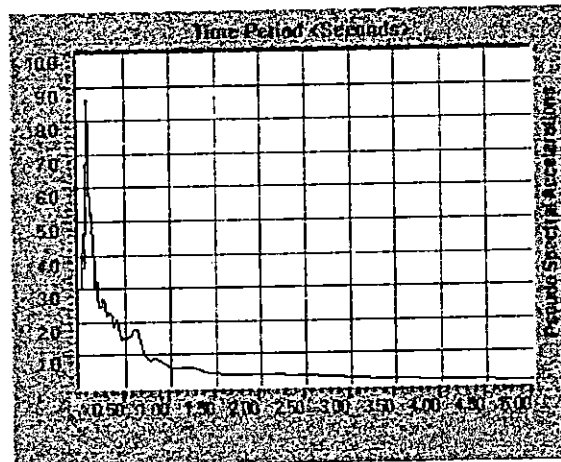
C. COMPONENTE VERTICAL.

<sup>1</sup> FIGURA No. 5.59 ESPECTROS DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO DE EL CENTRO.  
 $\zeta = 5\%$



A. COMPONENTE ESTE-OESTE

B. COMPONENTE NORTE-SUR



C. COMPONENTE VERTICAL.

<sup>1</sup> Las unidades de la Pseudo Aceleración son m /seg<sup>2</sup>.

**CARACTERIZACION DE LOS ACELEROGRAMAS A UTILIZAR.**

REGISTRO	COMPONENTE	INTENSIDAD DE ARIAS $\times 10^4$ (CM / SEG)	DURACION SEG.	Ni	Nf
IGN	N-S	6.890	6.880	83	427
	E-W	14.200	5.420	89	360
	V	3.710	5.060	57	310
CIG	N-S	10.600	3.440	48	220
	E-W	15.700	4.600	56	286
	V	5.930	3.820	22	213
HCR	N-S	6.350	4.620	72	303
	E-W	12.400	3.740	79	266
	V	7.520	4.500	52	277
EL CENTRO	N-S	11.500	2.460	86	1315
	E-W	8.150	2.500	85	1333
	V	3.040	2.090	27	1071
HSH	N-S	2.250	7.360	65	433
	E-W	3.670	7.080	73	427
	V	1.150	5.940	51	348
ZSUB	N-S	9.200	35.600	1680	5243
	E-W	12.500	35.200	1714	5230
	V	4.730	46.000	452	5051

TABLA NO. 5.1 INTENSIDAD DE ARIAS (IA) PARA LAS TRES COMPONENTES DE ACELERACION DE LOS REGISTROS DISPONIBLES.

(LOS VALORES PRESENTADOS EN LA TABLA FUERON CALCULADOS CON EL PROGRAMA DEGTRA 95 VERSION 1.4.7)

**RESPUESTAS MAXIMAS DE LOS ACELEROGRAMAS.**

REGISTRO	COMPONENTE	PSA max $\times 10^2$ (CM/SEG <sup>2</sup> )	A max $\times 10^2$ (CM/SEG <sup>2</sup> )	T SEG.
IGN	N - S	8.740	8.770	0.838
	E - W	15.300	15.500	0.712
	V	12.000	11.700	0.136
CIG	N - S	14.700	14.800	0.662
	E - W	19.100	19.300	0.261
	V	16.500	16.400	0.111
HCR	N - S	13.000	12.900	0.286
	E - W	23.100	23.300	0.462
	V	20.600	20.200	0.236
EL CENTRO	N - S	8.850	8.890	0.537
	E - W	6.240	6.240	0.512
	V	8.380	8.210	0.085
HSH	N - S	9.640	9.620	0.236
	E - W	7.080	7.080	0.562
	V	5.020	4.930	0.136
ZSUB	N - S	7.320	7.360	0.687
	E - W	7.400	7.440	0.687
	V	5.000	5.010	0.487

TABLA No. 5.2 PSEUDOACELERACIONES (PSA) Y ACELERACIONES ABSOLUTAS (A)  
PARA LAS TRES COMPONENTES DE LOS ACELEROGRAMAS DISPONIBLES.

(LOS VALORES PRESENTADOS EN LA TABLA FUERON CALCULADOS CON EL  
PROGRAMA DEGTRA 95 VERSION 1.4.7)

Cada uno de los registros antes mencionados constituye un caso de historia de la respuesta (time-history case), y todos ellos serán aplicados a cada uno de los modelos. El programa SAP2000N permite conocer la historia de la respuesta en el tiempo real, para los diferentes elementos, para la envolvente de las tres componentes de cada registro.

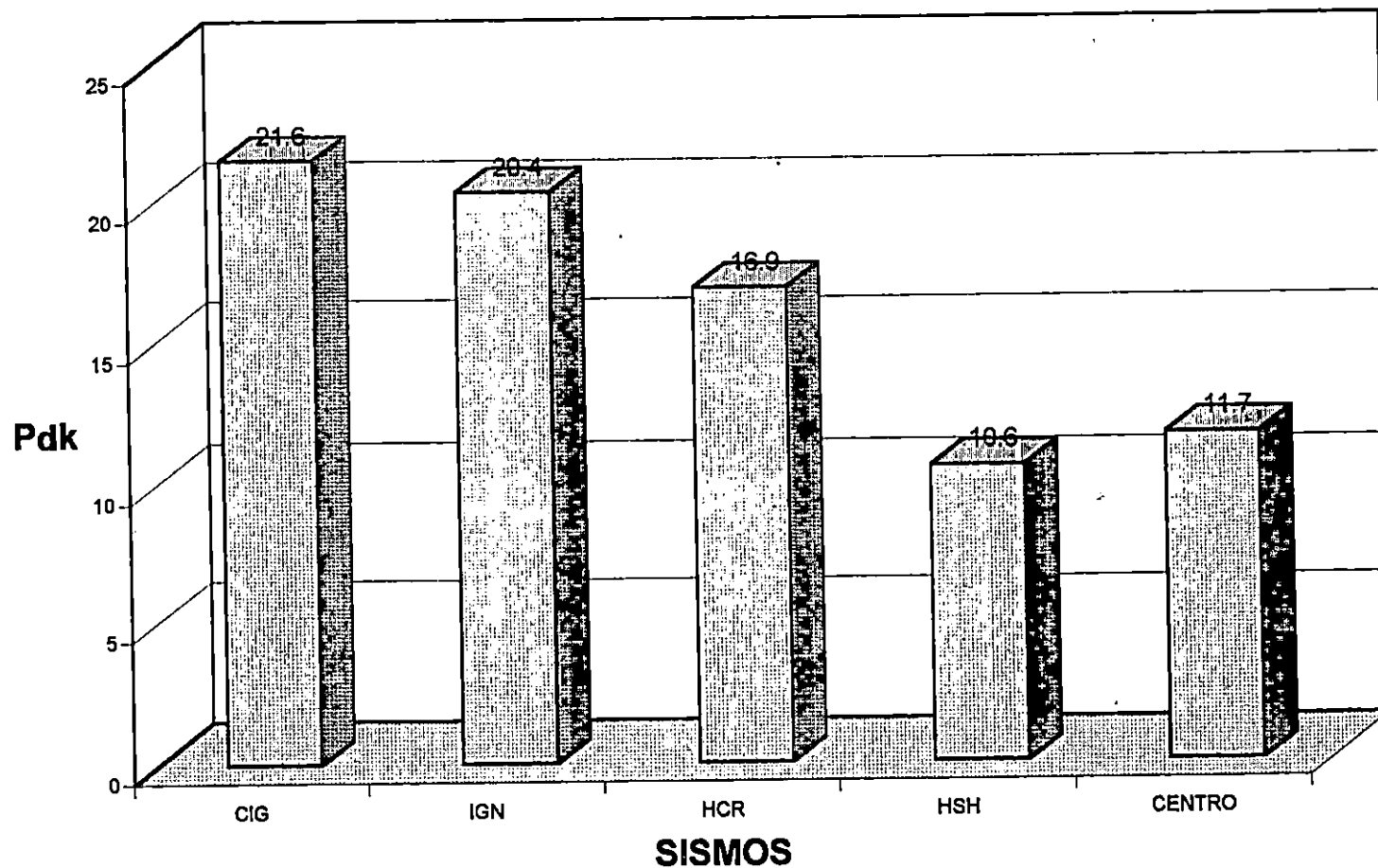
Para la caracterización de los registros se ha calculado la Intensidad de Arias, que es una medida del contenido de energía de un sismo. En la Tabla No. 5.1 se muestran los valores de Intensidad de Arias para las tres componentes de cada uno de los registros disponibles. Una medida derivada de la Intensidad de Arias que permite medir la parte del sismo que contiene la mayor cantidad de energía es el "potencial destructivo crítico". En la figura No. 5.60 se muestran los potenciales destructivos críticos para diferentes sismos.

En general, la mayoría de Códigos de Diseño Sismorresistente basan su análisis en el uso de espectros de respuesta como datos de entrada, en lugar de acelerogramas. Por lo anterior, si se desea tener algún parámetro de comparación con los Códigos de Diseño, es necesario conocer el espectro de respuesta debido al movimiento fuerte, representado por el acelerograma. Los valores máximos de Pseudo Aceleración (PSA) y Aceleración Absoluta (A) tomados de los espectros de respuesta presentados se resumen en la tabla No. 5.2.

Tomando en consideración todos los parámetros antes presentados, sobre los acelerogramas seleccionados, podemos observar que los registros con mayores Intensidades de Arias corresponden al del IGN, CIG, y ZSUB; los registros con mayor potencial destructivo crítico son los del CIG, y el IGN.

Finalmente el hecho de haber seleccionado los sismos anteriormente citados es porque, para el caso de los registros del terremoto de 1986, es un registro local del A.M.S.S para varios tipos de suelos, y en la investigación algunos tipos de suelos de la misma serán modelados; el registro de la zona de subducción por ser el único disponible para esa falla en este momento; y el registro del terremoto El Centro por ser un parámetro histórico en cuanto a eventos sísmicos.

**FIG. 5.60 POTENCIAL DESTRUCTIVO RESULTANTE PARA DIFERENTES SISMOS.**



Tomado de "El potencial destructivo del set de acelerogramas del Sismo del 10 de Octubre de 1986" por Dr. E. Portillo

#### 5.4.2 AMORTIGUAMIENTO.

La razón de amortiguamiento a ser utilizada en los modelos a sido arbitrariamente asumida como el cinco por ciento para cada puente, esto respaldado en los trabajos de investigación que han sido realizados sobre el amortiguamiento en puentes, en los cuales se recomienda razones de amortiguamiento de entre 2% y 5% para puentes de estructuras de concreto reforzado y valores de entre 2% y 7% para el caso de estructuras de acero. En dichos estudios también se determino que la variación en la respuesta de los modelos considerando una vibración libre (razón de amortiguamiento 0%) era bien pequeña en comparación a cuando se utilizaron razones de amortiguamiento de hasta un 15% en los mismos modelos; por lo que la influencia del amortiguamiento podría en algunos casos ser insignificante; en base a lo anterior es que se recomiendan los porcentajes antes mencionados, para considerar las variaciones que se pueden obtener en la respuesta del modelo ante una excitación sísmica, por efecto del amortiguamiento.

#### 5.4.3. ANALISIS CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

Para considerar la interacción del suelo con la estructura se debe aproximar el comportamiento del suelo apropiadamente. En el programa SAP2000 el suelo puede ser representado por medio de resortes con rigideces que están en función de las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas del suelo.

El método de análisis empleado para calcular las rigideces de los resortes depende de la parte de la fundación que se esté modelando.

Algunos métodos de análisis fueron propuestos por la FHWA (Federal Highway Administration) en el reporte No. RD-86/102 de junio de 1,986 con el título "Seismic Desing of Highway Bridge Foundations" (Volúmenes I, II y III) y por el Departamento de Ingeniería Civil del Instituto de Investigación Ingenieril de la Universidad Estatal de Iowa en el reporte final de 1987, bajo el título de "Pile Desing and Test for Integral Abutment Bridge". En algunos textos de

diseño estructural, como el de Diseño Sísmico de Edificios por Melli y Bazan, también se presentan métodos de análisis para calcular las rigideces de los resortes, que representaran la acción del suelo sobre la estructura; lo anterior demuestra la importancia de la interacción suelo-estructura para el diseño estructural.

Los métodos de análisis propuestos en los reportes anteriores junto con las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas para los suelos del Area Metropolitana de San Salvador, obtenidos de la "Microzonificación Sísmica en base a criterios Geotécnicos, estimación de las propiedades dinámicas y análisis de la respuesta local de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador" (por el Ingeniero Rolando A. Aguilar Colato en 1,990), serán combinados para representar el suelo en los puentes modelados utilizando resortes.

Ya que no se dispone de información completa y adecuada sobre el suelo donde realmente están localizados los puentes, se asumirá cada uno de los modelos localizado en una de las diferentes zonas, establecidas por el estudio de Microzonificación para el Area Metropolitana de San Salvador. Para la determinación de la zona en que se localizará cada puente, se tomará en consideración los datos reales disponibles, de las propiedades del suelo, así como la ubicación geográfica, esto último para los puentes que se localizan en el Area Metropolitana de San Salvador.

La figura No. 5.61 muestra las cinco zonas que fueron establecidas por el estudio de Microzonificación. Los perfiles estratigráficos representativos del suelo, determinados para cada zona en este estudio, se presentan en la Tabla No. 5.3; con las propiedades mecánicas de estos perfiles se procederá a calcular las constantes de reacción del suelo. En la Tabla No. 5.4 se presentan algunos aspectos cualitativos de las zonas definidas para el Area Metropolitana de San Salvador.

A continuación se detalla el cálculo de las constantes de reacción del suelo para cada uno de los puentes según el tipo de fundación que presentan.

ZONA	CAPA	PROFUNDIDAD en m	PESO VOLUMETRICO en Ton/m <sup>3</sup>	VELOCIDAD DE PROPAGACION en m/seg.	MODULO DE CORTANTE G <sub>o</sub> en Ton/m <sup>2</sup>
I	1 (Material Orgánico Superficial)	0 - 1	1.31	76	772
	2 (Suelo Arcilloso)	1 - 4	1.37	173	4429
	Semiespacio Base	4 - ∞	1.98	430	37360
II	1 (Limo Arenoso con lentes arcillosos)	0 - 6	1.34	139	2642
	2 (Arena limosa con gravilla)	6 - 9.5	1.60	226	8339
	Semiespacio Base	9.5 - ∞	1.98	430	37360
III	1 (Limo Arenoso con lentes arcillosos)	0 - 11	1.37	174	4232
	2 (Arena arcillosa de baja plasticidad)	11 - 13	1.37	181	4580
	3 (Arena limosa o arena limpia)	13 - 30	1.68	280	13440
	Semiespacio Base	30 - ∞	2.13	534	61980
IV	1 (Arena limosa o limo arenoso)	0 - 10	1.45	171	4326
	2 (Arena limosa o limo arenoso)	10 - 25	1.49	205	6390
	3 (Arena limosa o arena limpia)	25 - 35	1.62	242	9681
	Semiespacio Base	35 - ∞	2.28	585	79620
V	1 (Arena limosa)	0 - 15	1.53	152	3607
	1 (Arena limosa)	15 - 30	1.61	234	8996
	1 (Arena limosa)	30 - 45	1.70	280	13600
	1 (Arena limosa)	45 - 65	1.80	325	19400
	Semiespacio Base	65 - ∞	2.28	585	79620

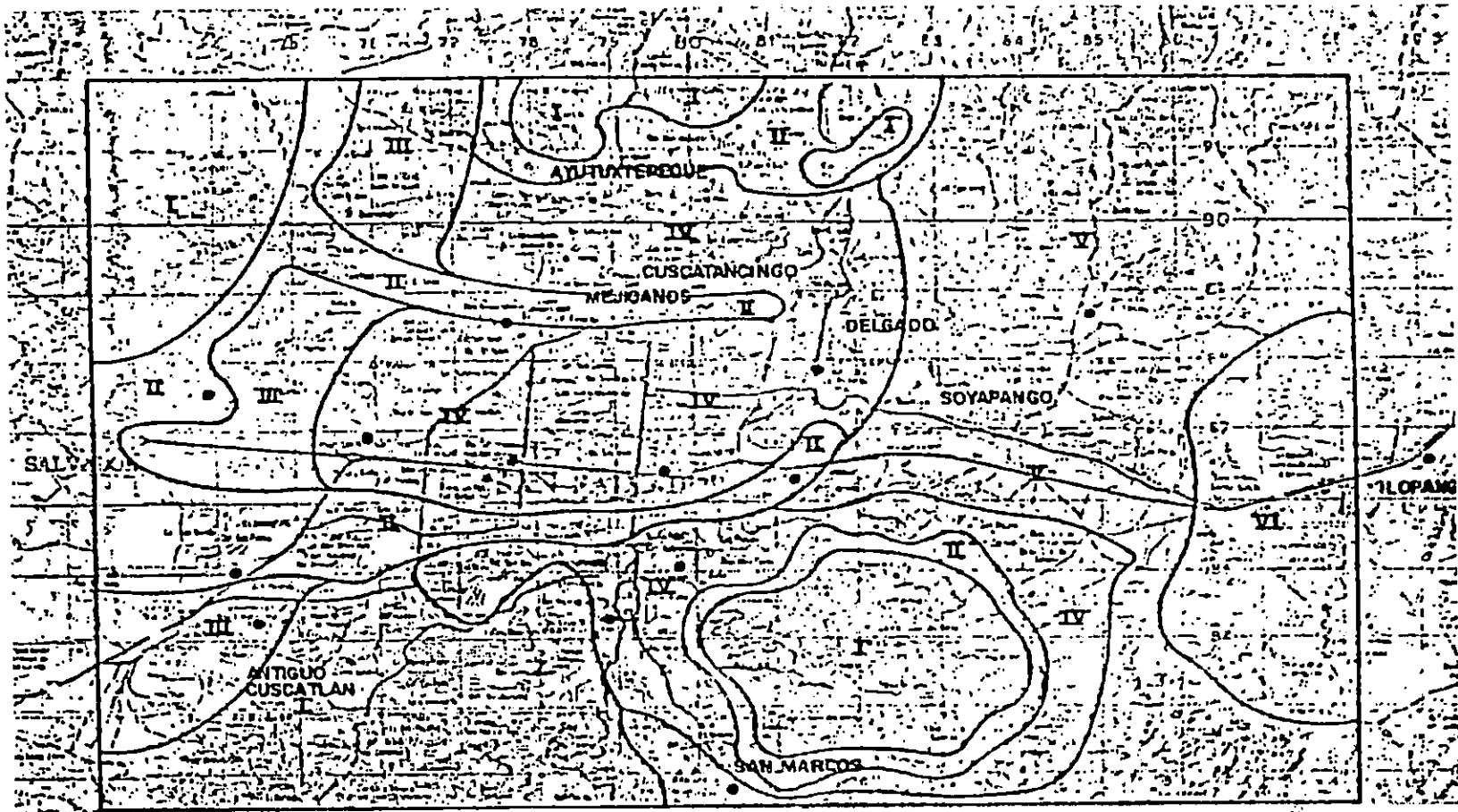
TABLA No. 5.3 PERFILES ESTRATIGRAFICOS REPRESENTATIVOS DEL SUBSUELO DEL A.M.S.S.

(TOMADO DE LA MICROZONIFICACIÓN EN BASE A CRITERIOS GEOTÉCNICOS POR ING. ROLANDO ALBERTO AGUILAR COLATO)

ZONA	CLASIFICACION GEOLOGICA	CLASIFICACION DEL S. U. C. S.	ESTRATIGRAFIA Y MORFOLOGIA
I	Sedimentos finos, fuertemente re trabajados (arcillas y arenas finas producto de rocas volcánicas)	Arcilla arenosa, de baja a mediana plasticidad, café (CL).	Estratigrafía discordante. Zona de pendientes abruptas (elevación > 900 m.s.n.m.).
II	Ceniza volcánica de fina a gruesa, granos angulosos, poco re trabajados (con lentes arcillosos) y horizontales de "lapilli".	Limo arenoso, café claro, arena (ML); arena limosa o arena gravosa (SM, SP).	Estratigrafía discordante. Morfología ondulante.
III	Ceniza volcánica de fina a gruesa, granos angulosos, poco re trabajados.	Limo arenoso, café claro (ML); arena limosa o arena limpia mal graduada (SM, SP).	Estratigrafía Cruzada. Pendientes menores que en la zona anterior.
IV	Ceniza volcánica de fina a gruesa, granos angulosos (no hay marcada diferencia entre los granos finos a gruesos).	Limo arenoso, café claro (ML), arena limosa o arena limpia (SM, SP) estratos mezclados.	Estratigrafía regular con estratos horizontales bien definidas. Morfología plana.
V	Ceniza volcánica de media a gruesa, granos angulosos, poco re trabajados.	Arena limosa principalmente, color café claro (SM).	Estratigrafía regular con estratos horizontales bien definidas. Morfología plana.

TABLA No. 5.4 ASPECTOS CUALITATIVOS DE LAS ZONAS DEFINIDAS EN EL A.M.S.S.

(TOMADO DE LA MICROZONIFICACIÓN EN BASE A CRITERIOS GEOTÉCNICOS POR ING. ROLANDO ALBERTO AGUILAR COLATO)



• SISMOSCOPIO.

FIGURA 5.61 ZONIFICACION DEL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR.

(TOMADO DE LA MICROZONIFICACIÓN EN BASE A CRITERIOS GEOTÉCNICOS POR ING. ROLANDO ALBERTO AGUILAR COLATO)

## ANALISIS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

### DATOS DE ENTRADA.

PUENTE:

UBICACIÓN:

El perfil estratigráfico representativo del subsuelo para la Zona V tiene las propiedades mostradas en las Tablas No.5.3 y No.5.4 del estudio de Microzonificación.

### ANALISIS DE LOS ESTRIBOS.

Posición de resortes a un tercio de la altura del estribo, medida desde la parte superior de la zapata.

El Módulo de Elasticidad del suelo en el relleno posterior del estribo según la prueba de compresión triaxial para suelos compactados en el laboratorio es de: 6290 ton / m<sup>2</sup> El tipo de suelo utilizado en el relleno posterior es Limo Arenoso (ML) similar al encontrado en el A.M.S.S.

Rigidez traslacional (ks):

$$K_s = 0.425 E_s B$$

$$B = \text{3.28} \text{ pies}$$

Modulo de Elásticidad  
(según prueba triaxial para ML)



$$E_s = \text{1,308.77} \text{ kips / pie}^2$$

$$K_s = 1,824.43 \text{ kips / pie}$$

$$K_s = 2,714.74 \text{ ton / m}$$

Rigidez rotacional (kr):

$$K_r = 0.072 E_s B H^2$$

$$H = \text{2.69} \text{ pies}$$

$$K_r = 2,236.53 \text{ kips / pie}$$

$$K_r = 3,327.95 \text{ ton - m / rad}$$

La ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata será utilizada para representar el suelo en la base de los estribos:

$$\mathbf{K} = \alpha \beta \mathbf{K}_0$$

donde :

$\mathbf{K}_0$ : Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz  $\mathbf{K}_0$  están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$  : Relación de Poisson.

$\lambda$  : Relación L / B.

$\eta$  : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{3,607.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 738.83 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones del estribo:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{9.24} \text{ m} & \longrightarrow & L = 15.16 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{1.00} \text{ m} & \longrightarrow & B = 1.64 \text{ pies} \\
 E = \boxed{0.50} \text{ m} & \longrightarrow & E = 1.64 \text{ pies}
 \end{array}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Área Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

#### CALCULO DE LAS RIGIDECES TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\begin{array}{rcl}
 \lambda & = & 9.24 \\
 \eta & = & 1.00 \\
 K_{11} & = & 73,783.92 \text{ kips / pie} \\
 K_{22} & = & 85,455.89 \text{ kips / pie} \\
 K_{33} & = & 37,208.58 \text{ kips / pie} \\
 K_{44} & = & 286,188.94 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{55} & = & 6,744,662.19 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{66} & = & 125,885,777.50 \text{ kips - pie / rad}
 \end{array}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

$$\begin{aligned}
 K_{11} &= 109,790.47 \text{ ton / m} \\
 K_{22} &= 127,158.36 \text{ ton / m} \\
 K_{33} &= 55,366.36 \text{ ton / m} \\
 K_{44} &= 129,790.90 \text{ ton - m / rad} \\
 K_{55} &= 3,058,803.71 \text{ ton - m / rad} \\
 K_{66} &= 57,091,055.56 \text{ ton - m / rad}
 \end{aligned}$$

Dimensiones del aletón:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{4.50} \text{ m} & \longrightarrow & L = 7.38 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{0.76} \text{ m} & \longrightarrow & B = 1.25 \text{ pies} \\
 E = \boxed{0.50} \text{ m} & \longrightarrow & E = 1.64 \text{ pies}
 \end{array}$$

CALCULO DE LAS RIGIDECEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\begin{aligned}
 \lambda &= 5.92 \\
 \eta &= 1.32 \\
 K_{11} &= 48,712.35 \text{ kips / pie} \\
 K_{22} &= 54,703.83 \text{ kips / pie} \\
 K_{33} &= 22,392.60 \text{ kips / pie} \\
 K_{44} &= 140,240.67 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{55} &= 1,669,813.31 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{66} &= 22,447,349.08 \text{ kips - pie / rad}
 \end{aligned}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K11 =</b>	72,483.97 ton / m
<b>K22 =</b>	81,399.29 ton / m
<b>K33 =</b>	33,320.18 ton / m
<b>K44 =</b>	63,601.21 ton - m / rad
<b>K55 =</b>	757,284.95 ton - m / rad
<b>K66 =</b>	10,180,203.67 ton - m / rad

### ANALISIS DE LA PILA CENTRAL

La ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata será utilizada para representar el suelo en la base de la pila:

$$K = \alpha \beta K_0$$

donde :

$K_0$ : Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz  $K_0$  están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$  : Relación de Poisson.

$\lambda$  : Relación L / B.

$\eta$  : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{8996.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 1842.66 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones de la Zapata:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{4.28} \text{ m} & \longrightarrow & L = 7.02 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{1.26} \text{ m} & \longrightarrow & B = 2.07 \text{ pies} \\
 E = \boxed{1.00} \text{ m} & \longrightarrow & E = 3.28 \text{ pies}
 \end{array}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

#### CALCULO DE LAS RIGIDECES TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\begin{array}{rcl}
 \lambda & = & 3.40 \\
 \eta & = & 1.59 \\
 K_{11} & = & 170,084.39 \text{ kips / pie} \\
 K_{22} & = & 184,096.71 \text{ kips / pie} \\
 K_{33} & = & 69,769.08 \text{ kips / pie} \\
 K_{44} & = & 1,538,321.47 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{55} & = & 7,689,478.96 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{66} & = & 79,219,346.53 \text{ kips - pie / rad}
 \end{array}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

$$K_{11} = 253,085.57 \text{ ton / m}$$

$$K_{22} = 273,935.90 \text{ ton / m}$$

$$K_{33} = 103,816.39 \text{ ton / m}$$

$$K_{44} = 697,651.46 \text{ ton - m / rad}$$

$$K_{55} = 3,487,292.05 \text{ ton - m / rad}$$

$$K_{66} = 35,927,141.28 \text{ ton - m / rad}$$

## ANALISIS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

### DATOS DE ENTRADA.

PUENTE:

UBICACIÓN:

El perfil estratigráfico representativo del subsuelo para la Zona I tiene las propiedades mostradas en las Tablas No.5.3 y No.5.4 del estudio de Microzonificación.

### ANALISIS DEL ESTRIBO SUR.

Posición de resortes a un tercio de la altura del estribo, medida desde la parte superior de la zapata.

El Módulo de Elasticidad del suelo en el relleno posterior del estribo según la prueba de compresión triaxial para suelos compactados en el laboratorio es de: 6290 ton / m<sup>2</sup>. El tipo de suelo utilizado en el relleno posterior es Limo Arenoso (ML) similar al encontrado en el A.M.S.S.

Rigidez traslacional ( $k_s$ ):

$$K_s = 0.425 E_s B$$

$$B = \text{2.13} \text{ pies}$$

Modulo de Elásticidad  $\longrightarrow$   $E_s = \text{1,308.77} \text{ kips / pie}^2$   
(según prueba triaxial para ML)

$$K_s = 1,184.76 \text{ kips / pie}$$

$$K_s = 1,762.93 \text{ ton / m}$$

Rigidez rotacional ( $k_r$ ):

$$K_r = 0.072 E_s B H^2$$

$$H = \text{30.45} \text{ pies}$$

$$K_r = 186,101.56 \text{ kips / pie}$$

$$K_r = 276,919.13 \text{ ton - m / rad}$$

### ANALISIS DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO SUR.

Ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata:

$$\mathbf{K} = \alpha \beta \mathbf{K}_0$$

donde :

$\mathbf{K}_0$ : Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz  $\mathbf{K}$  están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$ : Relación de Poisson.

$\lambda$ : Relación L / B.

$\eta$ : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{37,360.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 7,652.49 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones de la Zapata:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{19.24} \text{ m} & \longrightarrow & L = 31.56 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{4.63} \text{ m} & \longrightarrow & B = 7.60 \text{ pies} \\
 E = \boxed{0.50} \text{ m} & \longrightarrow & E = 1.64 \text{ pies}
 \end{array}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

CALCULO DE LAS RIGIDECEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\lambda = 4.16$$

$$\eta = 0.22$$

$$K_{11} = 1,778,657.77 \text{ kips / pie}$$

$$K_{22} = 1,950,788.60 \text{ kips / pie}$$

$$K_{33} = 898,172.29 \text{ kips / pie}$$

$$K_{44} = 64,710,985.04 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{55} = 515,596,316.68 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{66} = 10,553,964,159.02 \text{ kips - pie / rad}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K11 =</b>	2,646,642.76	ton / m
<b>K22 =</b>	2,902,773.44	ton / m
<b>K33 =</b>	1,336,480.37	ton / m
<b>K44 =</b>	29,347,385.51	ton - m / rad
<b>K55 =</b>	233,830,529.10	ton - m / rad
<b>K66 =</b>	4,786,378,303.41	ton - m / rad

## ANALISIS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

### DATOS DE ENTRADA.

PUENTE:

UBICACIÓN:

El perfil estratigráfico representativo del subsuelo para la Zona I tiene las propiedades mostradas en las Tablas No.5.3 y No.5.4 del estudio de Microzonificación.

### ANALISIS DEL ESTRIBO NORTE.

Posición de resortes a un tercio de la altura del estribo, medida desde la parte superior de la zapata.

El Módulo de Elasticidad del suelo en el relleno posterior del estribo según la prueba de compresión triaxial para suelos compactados en el laboratorio es de: 6290 ton / m<sup>2</sup>. El tipo de suelo utilizado en el relleno posterior es Limo Arenoso (ML) similar al encontrado en el A.M.S.S.

Rigidez traslacional ( $k_s$ ):

$$K_s = 0.425 E_s B$$

$$B = \text{3.61 pies}$$

Modulo de Elásticidad  $\longrightarrow$   $E_s = \text{1,308.77 kips / pie}^2$   
(según prueba triaxial para ML)

$$K_s = 2,007.98 \text{ kips / pie}$$

$$K_s = 2,987.87 \text{ ton / m}$$

Rigidez rotacional ( $k_r$ ):

$$K_r = 0.072 E_s B H^2$$

$$H = \text{40.3 pies}$$

$$K_r = 552,475.63 \text{ kips / pie}$$

$$K_r = 822,083.73 \text{ ton - m / rad}$$

### ANÁLISIS DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO NORTE.

Ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata:

$$\mathbf{K} = \alpha \beta \mathbf{K}_0$$

donde :

**K<sub>0</sub>**: Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz **K** están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$  : Relación de Poisson.

$\lambda$  : Relación L / B.

$\eta$  : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{37,360.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 7,652.49 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones de la Zapata:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{21.24} \text{ m} & \longrightarrow & L = 34.84 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{6.67} \text{ m} & \longrightarrow & B = 10.94 \text{ pies} \\
 E = \boxed{0.50} \text{ m} & \longrightarrow & E = 1.64 \text{ pies}
 \end{array}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

#### CALCULO DE LAS RIGIDECES TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\begin{array}{rcl}
 \lambda = & & 3.18 \\
 \eta = & & 0.15 \\
 K_{11} = & & 2,147,631.30 \text{ kips / pie} \\
 K_{22} = & & 2,314,809.44 \text{ kips / pie} \\
 K_{33} = & & 1,075,927.85 \text{ kips / pie} \\
 K_{44} = & & 148,899,406.52 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{55} = & & 810,184,211.96 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{66} = & & 15,357,000,244.18 \text{ kips - pie / rad}
 \end{array}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K11 =</b>	3,195,675.38	ton / m
<b>K22 =</b>	3,444,436.44	ton / m
<b>K33 =</b>	1,600,980.64	ton / m
<b>K44 =</b>	67,528,075.52	ton - m / rad
<b>K55 =</b>	367,430,481.61	ton - m / rad
<b>K66 =</b>	6,964,625,961.08	ton - m / rad

## ANALISIS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

### DATOS DE ENTRADA.

PUENTE: TENNESSE

UBICACIÓN: ZONA IV

El perfil estratigráfico representativo del subsuelo para la Zona IV tiene las propiedades mostradas en las Tablas No. 5.3 y No. 5.4 del estudio de Microzonificación.

### ANALISIS DE LOS ESTRIBOS.

Posición de resortes a un tercio de la altura del estribo, medida desde la parte superior de la zapata.

El Módulo de Elasticidad del suelo en el relleno posterior del estribo según la prueba de compresión triaxial para suelos compactados en el laboratorio es de: 6290 ton / m<sup>2</sup>. El tipo de suelo utilizado en el relleno posterior es Limo Arenoso (ML) similar al encontrado en el A.M.S.S.

Rigidez traslacional ( $k_s$ ):

$$K_s = 0.425 E_s B$$

$$B = \text{3.28} \text{ pies}$$

Modulo de Elásticidad  
(según prueba triaxial para ML) →

$$E_s = \text{1,308.77} \text{ kips / pie}^2$$

$$K_s = 1,824.43 \text{ kips / pie}$$

$$K_s = 2,714.74 \text{ ton / m}$$

Rigidez rotacional ( $k_r$ ):

$$K_r = 0.072 E_s B H^2$$

$$H = \text{10.06} \text{ pies}$$

$$K_r = 31,279.92 \text{ kips / pie}$$

$$K_r = 46,544.52 \text{ ton - m / rad}$$

La ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata será utilizada para representar el suelo en la base de los estribos:

$$\mathbf{K} = \alpha \beta \mathbf{K}_0$$

donde :

$\mathbf{K}_0$ : Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz  $\mathbf{K}$  están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$  : Relación de Poisson.

$\lambda$  : Relación L / B.

$\eta$  : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{4,326.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 886.10 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones del estribo:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{9.24} \text{ m} & \longrightarrow & L = 15.16 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{1.00} \text{ m} & \longrightarrow & B = 1.64 \text{ pies} \\
 E = \boxed{0.50} \text{ m} & \longrightarrow & E = 1.64 \text{ pies}
 \end{array}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

#### CALCULO DE LAS RIGIDECEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\lambda = 9.24$$

$$\eta = 1.00$$

$$K_{11} = 88,491.61 \text{ kips / pie}$$

$$K_{22} = 102,490.21 \text{ kips / pie}$$

$$K_{33} = 44,625.53 \text{ kips / pie}$$

$$K_{44} = 343,236.30 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{55} = 8,089,106.91 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{66} = 150,979,172.02 \text{ kips - pie / rad}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

$$\begin{aligned}
 K_{11} &= 131,675.52 \text{ ton / m} \\
 K_{22} &= 152,505.43 \text{ ton / m} \\
 K_{33} &= 66,402.80 \text{ ton / m} \\
 K_{44} &= 155,662.72 \text{ ton - m / rad} \\
 K_{55} &= 3,668,529.21 \text{ ton - m / rad} \\
 K_{66} &= 68,471,279.83 \text{ ton - m / rad}
 \end{aligned}$$

Dimensiones del aletón:

$$\begin{aligned}
 2L &= \boxed{4.50} \text{ m} \quad \longrightarrow \quad L = 7.38 \text{ pies} \\
 2B &= \boxed{0.76} \text{ m} \quad \longrightarrow \quad B = 1.25 \text{ pies} \\
 E &= \boxed{0.50} \text{ m} \quad \longrightarrow \quad E = 1.64 \text{ pies}
 \end{aligned}$$

CALCULO DE LAS RIGIDECES TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\begin{aligned}
 \lambda &= 5.92 \\
 \eta &= 1.32 \\
 K_{11} &= 58,422.40 \text{ kips / pie} \\
 K_{22} &= 65,608.19 \text{ kips / pie} \\
 K_{33} &= 26,856.22 \text{ kips / pie} \\
 K_{44} &= 168,195.49 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{55} &= 2,002,664.92 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{66} &= 26,921,883.04 \text{ kips - pie / rad}
 \end{aligned}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K11 =</b>	86,932.54	ton / m
<b>K22 =</b>	97,624.99	ton / m
<b>K33 =</b>	39,962.05	ton / m
<b>K44 =</b>	76,279.13	ton - m / rad
<b>K55 =</b>	908,238.06	ton - m / rad
<b>K66 =</b>	12,209,470.77	ton - m / rad

### ANALISIS DE LA PILA CENTRAL.

La ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata será utilizada para representar el suelo en la base de la pila:

$$\mathbf{K} = \alpha \beta \mathbf{K}_0$$

donde :

**K<sub>0</sub>**: Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz **K** están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$ : Relación de Poisson.

$\lambda$ : Relación L / B.

$\eta$ : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{6390.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 1308.87 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones de la Zapata:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{5.50} \text{ m} & \longrightarrow & L = 9.02 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{4.28} \text{ m} & \longrightarrow & B = 7.02 \text{ pies} \\
 E = \boxed{1.00} \text{ m} & \longrightarrow & E = 3.28 \text{ pies}
 \end{array}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

**CALCULO DE LAS RIGIDECES TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.**

Al sustituir valores se tiene:

$$\lambda = 1.29$$

$$\eta = 0.47$$

$$K_{11} = 191,049.14 \text{ kips / pie}$$

$$K_{22} = 194,189.74 \text{ kips / pie}$$

$$K_{33} = 81,282.92 \text{ kips / pie}$$

$$K_{44} = 3,904,178.09 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{55} = 5,198,549.93 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{66} = 131,031,590.88 \text{ kips - pie / rad}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K11 =</b>	284,281.12	ton / m
<b>K22 =</b>	288,954.33	ton / m
<b>K33 =</b>	120,948.99	ton / m
<b>K44 =</b>	1,770,602.31	ton - m / rad
<b>K55 =</b>	2,357,619.01	ton - m / rad
<b>K66 =</b>	59,424,757.77	ton - m / rad

## ANALISIS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

### DATOS DE ENTRADA.

PUENTE:

UBICACIÓN:

El perfil estratigráfico representativo del subsuelo para la Zona II tiene las propiedades mostradas en las Tablas No. 5.3 y No. 5.4 del estudio de Microzonificación.

### ANALISIS DEL ESTRIBO A1.

Posición de resortes a un tercio de la altura del estribo, medida desde la parte superior de la zapata.

El Módulo de Elasticidad del suelo en el relleno posterior del estribo según la prueba de compresión triaxial para suelos compactados en el laboratorio es de: 6290 ton / m<sup>2</sup>. El tipo de suelo utilizado en el relleno posterior es Limo Arenoso (ML) similar al encontrado en el A.M.S.S.

Rigidez traslacional ( $k_s$ ):

$$K_s = 0.425 E_s B$$

$$B = \text{4.59} \text{ pies}$$

Modulo de Elásticidad  $\longrightarrow$   $E_s = \text{1,308.77} \text{ kips / pie}^2$   
(según prueba triaxial para ML)

$$K_s = 2,553.08 \text{ kips / pie}$$

$$K_s = 3,798.99 \text{ ton / m}$$

Rigidez rotacional ( $k_r$ ):

$$K_r = 0.072 E_s B H^2$$

$$H = \text{19.81} \text{ pies}$$

$$K_r = 169,737.37 \text{ kips / pie}$$

$$K_r = 252,569.20 \text{ ton - m / rad}$$

### ANÁLISIS DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO A1.

Ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata:

$$\mathbf{K} = \alpha \beta \mathbf{K}_0$$

donde :

$\mathbf{K}_0$ : Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz  $\mathbf{K}$  están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$ : Relación de Poisson.

$\lambda$ : Relación L / B.

$\eta$ : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{8,339.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 1,708.09 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones de la Zapata:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{9.70} \text{ m} & \longrightarrow & L = 15.91 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{4.50} \text{ m} & \longrightarrow & B = 7.38 \text{ pies} \\
 E = \boxed{1.00} \text{ m} & \longrightarrow & E = 3.28 \text{ pies}
 \end{array}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

**CALCULO DE LAS RIGIDECES TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.**

Al sustituir valores se tiene:

$$\begin{array}{rcl}
 \lambda = & 2.16 \\
 \eta = & 0.44 \\
 K_{11} = & 318,909.32 \text{ kips / pie} \\
 K_{22} = & 335,164.23 \text{ kips / pie} \\
 K_{33} = & 142,502.27 \text{ kips / pie} \\
 K_{44} = & 8,561,984.53 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{55} = & 24,069,842.22 \text{ kips - pie / rad} \\
 K_{66} = & 599,241,220.95 \text{ kips - pie / rad}
 \end{array}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K<sub>11</sub></b> =	474,537.08	ton / m
<b>K<sub>22</sub></b> =	498,724.37	ton / m
<b>K<sub>33</sub></b> =	212,043.37	ton / m
<b>K<sub>44</sub></b> =	3,882,986.18	ton - m / rad
<b>K<sub>55</sub></b> =	10,916,028.22	ton - m / rad
<b>K<sub>66</sub></b> =	271,764,726.05	ton - m / rad

## ANALISIS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

### DATOS DE ENTRADA.

PUENTE:

UBICACIÓN:

El perfil estratigráfico representativo del subsuelo para la Zona II tiene las propiedades mostradas en las Tablas No. 5.3 y No. 5.4 del estudio de Microzonificación.

### ANALISIS DEL ESTRIBO A2.

Posición de resortes a un tercio de la altura del estribo, medida desde la parte superior de la zapata.

El Módulo de Elasticidad del suelo en el relleno posterior del estribo según la prueba de compresión triaxial para suelos compactados en el laboratorio es de: 6290 ton / m<sup>2</sup>. El tipo de suelo utilizado en el relleno posterior es Limo Arenoso (ML) similar al encontrado en el A.M.S.S.

Rigidez traslacional ( $k_s$ ):

$$K_s = 0.425 E_s B$$

$$B = \text{input} \text{ pies}$$

Modulo de Elásticidad  $\longrightarrow$   $E_s = \text{input} \text{ kips / pie}^2$   
(según prueba triaxial para ML)

$$K_s = 2,553.08 \text{ kips / pie}$$

$$K_s = 3,798.99 \text{ ton / m}$$

Rigidez rotacional ( $k_r$ ):

$$K_r = 0.072 E_s B H^2$$

$$H = \text{input} \text{ pies}$$

$$K_r = 169,737.37 \text{ kips / pie}$$

$$K_r = 252,569.20 \text{ ton - m / rad}$$

### ANALISIS DE LA ZAPATA DEL ESTRIBO A2.

Ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata:

$$K = \alpha \beta K_0$$

donde :

**K<sub>0</sub>**: Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz **K** están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$ : Relación de Poisson.

$\lambda$ : Relación L / B.

$\eta$ : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{8,339.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 1,708.09 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones de la Zapata:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{9.70} \text{ m} & \longrightarrow & L = 15.91 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{4.00} \text{ m} & \longrightarrow & B = 6.56 \text{ pies} \\
 E = \boxed{1.00} \text{ m} & \longrightarrow & E = 3.28 \text{ pies}
 \end{array}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

CALCULO DE LAS RIGIDECEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\lambda = 2.43$$

$$\eta = 0.50$$

$$K_{11} = 306,336.70 \text{ kips / pie}$$

$$K_{22} = 324,407.42 \text{ kips / pie}$$

$$K_{33} = 137,046.89 \text{ kips / pie}$$

$$K_{44} = 6,991,047.24 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{55} = 23,060,035.45 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{66} = 578,758,440.90 \text{ kips - pie / rad}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K<sub>11</sub></b> =	455,829.00	ton / m
<b>K<sub>22</sub></b> =	482,718.24	ton / m
<b>K<sub>33</sub></b> =	203,925.77	ton / m
<b>K<sub>44</sub></b> =	3,170,542.96	ton - m / rad
<b>K<sub>55</sub></b> =	10,458,065.96	ton - m / rad
<b>K<sub>66</sub></b> =	262,475,483.40	ton - m / rad

### ANALISIS DE LA ZAPATA DE LA PILA CENTRAL.

Ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata:

$$K = \alpha \beta K_0$$

donde :

**K<sub>0</sub>**: Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz **K** están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$  : Relación de Poisson.

$\lambda$  : Relación L / B.

$\eta$  : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{8,339.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 1,708.09 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones de la Zapata:

$$2L = \boxed{6.00} \text{ m} \quad \longrightarrow \quad L = 9.84 \text{ pies}$$

$$2B = \boxed{5.00} \text{ m} \quad \longrightarrow \quad B = 8.20 \text{ pies}$$

$$E = \boxed{1.00} \text{ m} \quad \longrightarrow \quad E = 3.28 \text{ pies}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

#### CALCULO DE LAS RIGIDECEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\lambda = 1.20$$

$$\eta = 0.40$$

$$K_{11} = 272,598.99 \text{ kips / pie}$$

$$K_{22} = 275,852.11 \text{ kips / pie}$$

$$K_{33} = 117,488.01 \text{ kips / pie}$$

$$K_{44} = 7,168,271.00 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{55} = 8,890,268.68 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{66} = 219,852,227.48 \text{ kips - pie / rad}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K11 =</b>	405,627.30	ton / m
<b>K22 =</b>	410,467.93	ton / m
<b>K33 =</b>	174,822.15	ton / m
<b>K44 =</b>	3,250,916.55	ton - m / rad
<b>K55 =</b>	4,031,867.88	ton - m / rad
<b>K66 =</b>	99,706,225.61	ton - m / rad

## ANALISIS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

DATOS DE ENTRADA.

PUENTE:

UBICACIÓN:

El perfil estratigráfico representativo del subsuelo para la Zona III tiene las propiedades mostradas en las Tablas No.5.3 y No.5.4 del estudio de Microzonificación.

### ANALISIS DE LOS ESTRIBOS NORTE Y SUR.

Posición de resortes a un tercio de la altura del estribo, medida desde la parte superior de la zapata.

El Módulo de Elasticidad del suelo en el relleno posterior del estribo según la prueba de compresión triaxial para suelos compactados en el laboratorio es de: 6290 ton / m<sup>2</sup>. El tipo de suelo utilizado en el relleno posterior es Limo Arenoso (ML) similar al encontrado en el A.M.S.S.

Rigidez traslacional ( $k_s$ ):

$$K_s = 0.425 E_s B$$

$$B = \text{3.61} \text{ pies}$$

Modulo de Elásticidad →  
(según prueba triaxial para ML)

$$E_s = \text{1,308.77} \text{ kips / pie}^2$$

$$K_s = 2,007.98 \text{ kips / pie}$$

$$K_s = 2,987.87 \text{ ton / m}$$

Rigidez rotacional ( $k_r$ ):

$$K_r = 0.072 E_s B H^2$$

$$H = \text{10.34} \text{ pies}$$

$$K_r = 36,370.07 \text{ kips / pie}$$

$$K_r = 54,118.66 \text{ ton - m / rad}$$

La ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata será utilizada para representar el suelo en la base de los estribos:

$$K = \alpha \beta K_0$$

donde :

**K<sub>0</sub>**: Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz **K** están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$ : Relación de Poisson.

$\lambda$ : Relación L / B.

$\eta$ : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{4,232.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 866.85 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones del estribo:

$$\begin{array}{rcl}
 2L = \boxed{15.70} \text{ m} & \longrightarrow & L = 25.76 \text{ pies} \\
 2B = \boxed{1.10} \text{ m} & \longrightarrow & B = 1.80 \text{ pies} \\
 E = \boxed{1.25} \text{ m} & \longrightarrow & E = 4.08 \text{ pies}
 \end{array}$$

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

#### CALCULO DE LAS RIGIDECES TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\lambda = 14.28$$

$$\eta = 2.26$$

$$K_{11} = 152,986.53 \text{ kips / pie}$$

$$K_{22} = 182,940.45 \text{ kips / pie}$$

$$K_{33} = 76,957.81 \text{ kips / pie}$$

$$K_{44} = 4,154,396.55 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{55} = 188,411,588.71 \text{ kips - pie / rad}$$

$$K_{66} = 911,942,060.76 \text{ kips - pie / rad}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

$$\begin{aligned} K_{11} &= 227,643.96 \text{ ton / m} \\ K_{22} &= 272,215.39 \text{ ton / m} \\ K_{33} &= 114,513.23 \text{ ton / m} \\ K_{44} &= 1,884,080.07 \text{ ton - m / rad} \\ K_{55} &= 85,447,432.52 \text{ ton - m / rad} \\ K_{66} &= 413,579,165.88 \text{ ton - m / rad} \end{aligned}$$

Dimensiones del aletón:

$$\begin{aligned} 2L &= \boxed{1.30} \text{ m} & \longrightarrow & L = 2.13 \text{ pies} \\ 2B &= \boxed{0.30} \text{ m} & \longrightarrow & B = 0.49 \text{ pies} \\ E &= \boxed{0.51} \text{ m} & \longrightarrow & E = 1.67 \text{ pies} \end{aligned}$$

CALCULO DE LAS RIGIDECES TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$$\begin{aligned} \lambda &= 4.33 \\ \eta &= 3.40 \\ K_{11} &= 29,032.86 \text{ kips / pie} \\ K_{22} &= 31,930.68 \text{ kips / pie} \\ K_{33} &= 11,289.30 \text{ kips / pie} \\ K_{44} &= 89,423.22 \text{ kips - pie / rad} \\ K_{55} &= 701,612.91 \text{ kips - pie / rad} \\ K_{66} &= 1,491,814.64 \text{ kips - pie / rad} \end{aligned}$$

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K<sub>11</sub></b> =	43,200.90 ton / m
<b>K<sub>22</sub></b> =	47,512.85 ton / m
<b>K<sub>33</sub></b> =	16,798.48 ton / m
<b>K<sub>44</sub></b> =	40,554.75 ton - m / rad
<b>K<sub>55</sub></b> =	318,191.79 ton - m / rad
<b>K<sub>66</sub></b> =	676,559.93 ton - m / rad

### ANALISIS DE LA ZAPATA DE LA PILA CENTRAL.

Ecuación general que representa la matriz de rigidez de la zapata:

$$\mathbf{K} = \alpha \beta \mathbf{K}_0$$

donde :

$\mathbf{K}_0$ : Matriz de rigidez considerando traslación, rotación y torsión

Los elementos que componen la matriz  $\mathbf{K}$  están dados por :

$$K_{11} = [GB / (2 - \nu)] [6.8 \lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{22} = K_{11} + 0.8 GB [\lambda - 1] [1 + \{0.33 + 1.34 / (1 + \lambda)\} \eta^{0.8}]$$

$$K_{33} = [GB / (1 - \nu)] [3.1 \lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25 / \lambda) \eta^{0.8}]$$

$$K_{44} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.2 \lambda + 0.8] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda)] \eta^2$$

$$K_{55} = [GB^3 / (1 - \nu)] [3.73 \lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \eta + 1.6 / (0.35 + \lambda^4)] \eta^2$$

$$K_{66} = 16GB^3 [4.25 \lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32 / \lambda) \eta^{0.9}]$$

Donde:

$K_{11}$ ,  $K_{22}$  y  $K_{33}$  son las rigideces traslacionales en los ejes X, Y y Z .

$K_{44}$ ,  $K_{55}$  y  $K_{66}$  son las rigideces rotacionales en los ejes X, Y y Z

G: Módulo de cortante del suelo.

$\nu$  : Relación de Poisson.

$\lambda$  : Relación L / B.

$\eta$  : Relación E / B.

L, B y E son las dimensiones de la zapata.

Para el tipo de suelo modelado se tienen las propiedades mecánicas siguientes:

$$G = \boxed{13,440.00} \text{ ton / m}^2$$

$$G = 2,752.93 \text{ kips / pie}^2$$

$$\nu = \boxed{0.25}$$

Dimensiones de la Zapata:

2L =	15.00	m	→	L =	24.61	pies
2B =	4.60	m	→	B =	7.55	pies
E =	1.50	m	→	E =	4.92	pies

Las ecuaciones que relacionan el Módulo de Elasticidad con el número de golpes de la prueba de penetración estandarad (STP) son:

$$G = 209.5N^{0.9}, \text{ para } N < 100 \text{ golpes}$$

$$G = 309N^{0.9}, \text{ para } N > 100 \text{ golpes}$$

Estas ecuaciones son representativas de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador. El valor de G está dado en Ton / m<sup>2</sup>.

#### CALCULO DE LAS RIGIDECES TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

Al sustituir valores se tiene:

$\lambda =$	3.26
$\eta =$	0.65
$K_{11} =$	688,954.78 kips / pie
$K_{22} =$	743,732.34 kips / pie
$K_{33} =$	311,324.06 kips / pie
$K_{44} =$	25,977,208.39 kips - pie / rad
$K_{55} =$	129,372,734.72 kips - pie / rad
$K_{66} =$	3,164,412,286.29 kips - pie / rad

Los valores de las constantes de reaccion del suelo que se utilizarán en el programa

SAP2000 son:

<b>K11 =</b>	1,025,164.72	ton / m
<b>K22 =</b>	1,106,673.72	ton / m
<b>K33 =</b>	463,250.20	ton / m
<b>K44 =</b>	11,781,046.89	ton - m / rad
<b>K55 =</b>	58,672,442.05	ton - m / rad
<b>K66 =</b>	1,435,107,612.83	ton - m / rad

#### 5.4.4. RESULTADOS OBTENIDOS.

El programa SAP2000 determina para cada modelo, los períodos naturales que se han indicado en el análisis, las razones modales de masa participante para cada uno de los períodos naturales, y las correspondientes deformadas modales de cada uno de los modos de vibración. Estos resultados son obtenidos utilizando un análisis EIGEN-VECTOR.

Posteriormente el programa calcula los esfuerzos y deformaciones en todos los elementos que componen el puente para cada uno de los casos time-history definidos. Estos resultados pueden ser visualizados desde la interface gráfica del programa o en el archivo con extensión ".OUT".

Los resultados obtenidos, considerando y sin considerar la interacción suelo-estructura, para cada modelo se presentan a continuación en el siguiente orden:

- a) Una tabla donde se muestran las razones modales de masa participante para los primeros veinte períodos naturales de los puentes.
- b) Las deformadas modales para los primeros cuatro modos de vibración de los puentes.
- c) La variación de los esfuerzos que se generan para cada historia en los estribos, las vigas, la pila y la losa de los puentes.
- d) Los diagramas de esfuerzos en los elementos principales de los puentes, tales como los estribos, las vigas, la pila y la losa de la componente más desfavorable en cada historia.
- e) La variación del desplazamiento a través del tiempo en la parte superior de la pila, en la dirección transversal de cada uno de los puentes, para cada historia.

Los resultados del análisis lineal que se presentan para cada puente serán estudiados en el siguiente capítulo. Además se hará una comparación entre los análisis considerando y sin considerar la interacción suelo-estructura.

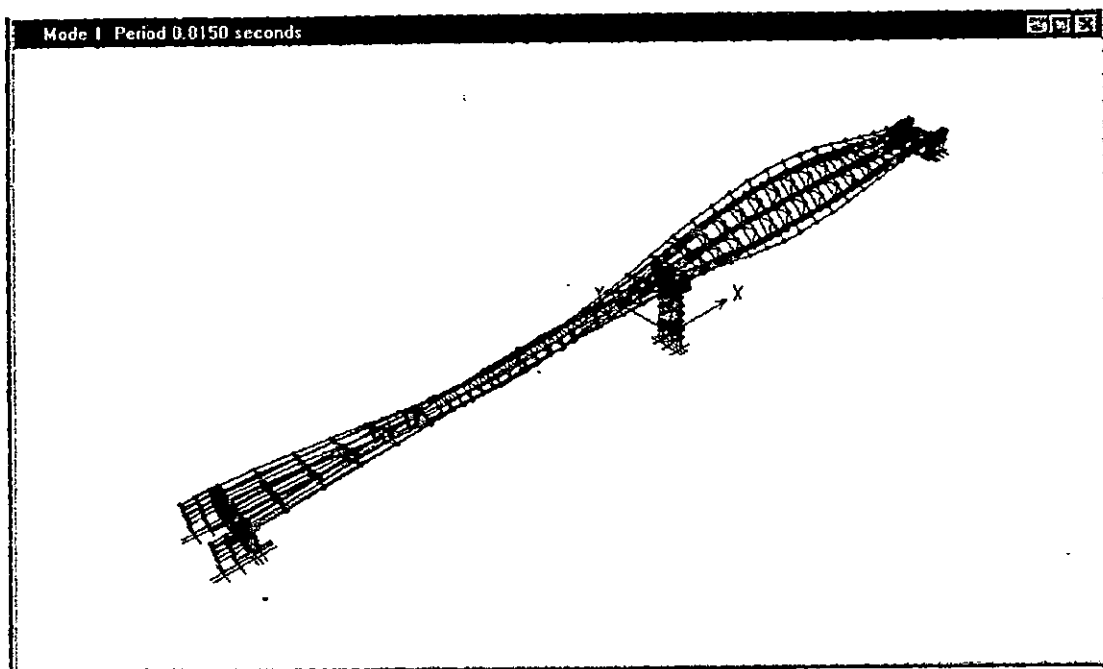
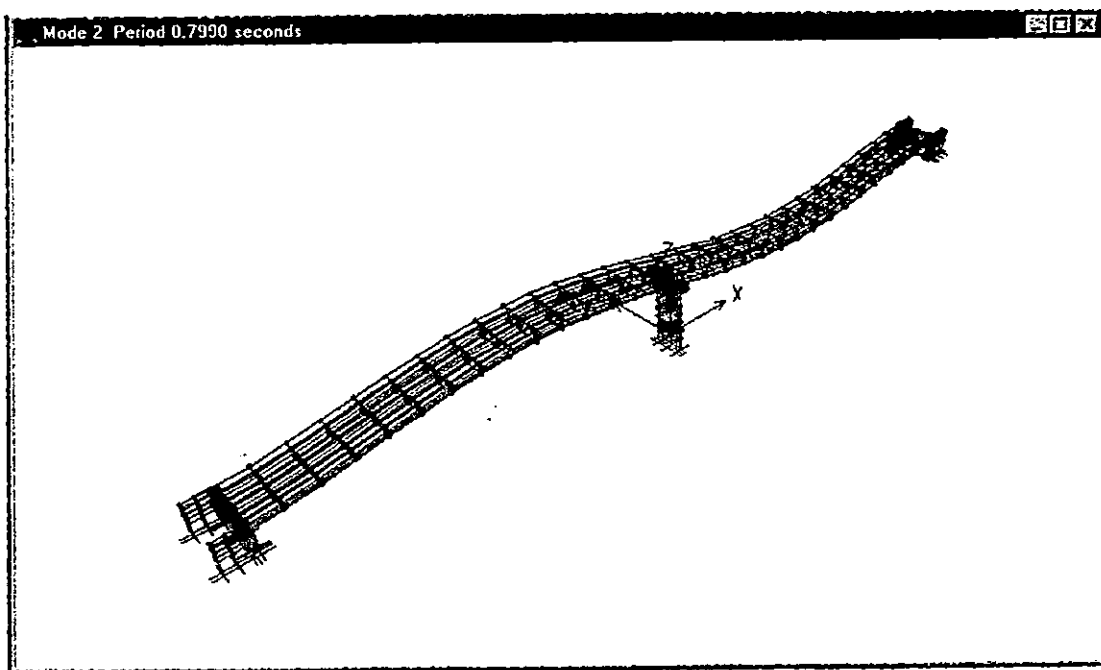
MODELO No. 1 PUENTE DE CALIBRACION

ANALISIS LINEAL

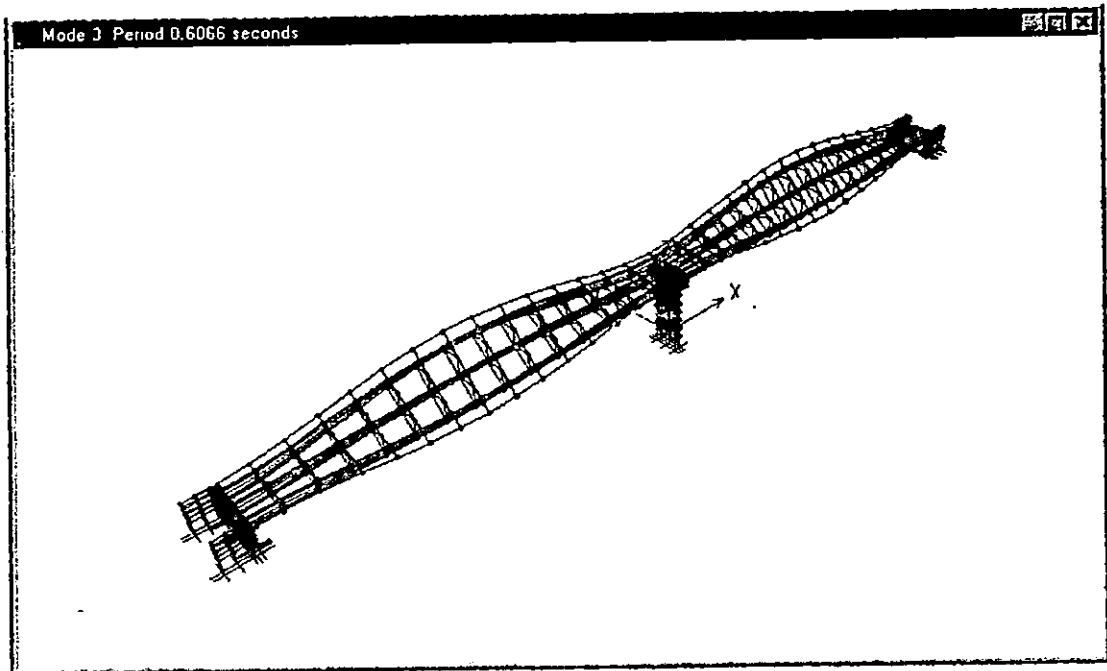
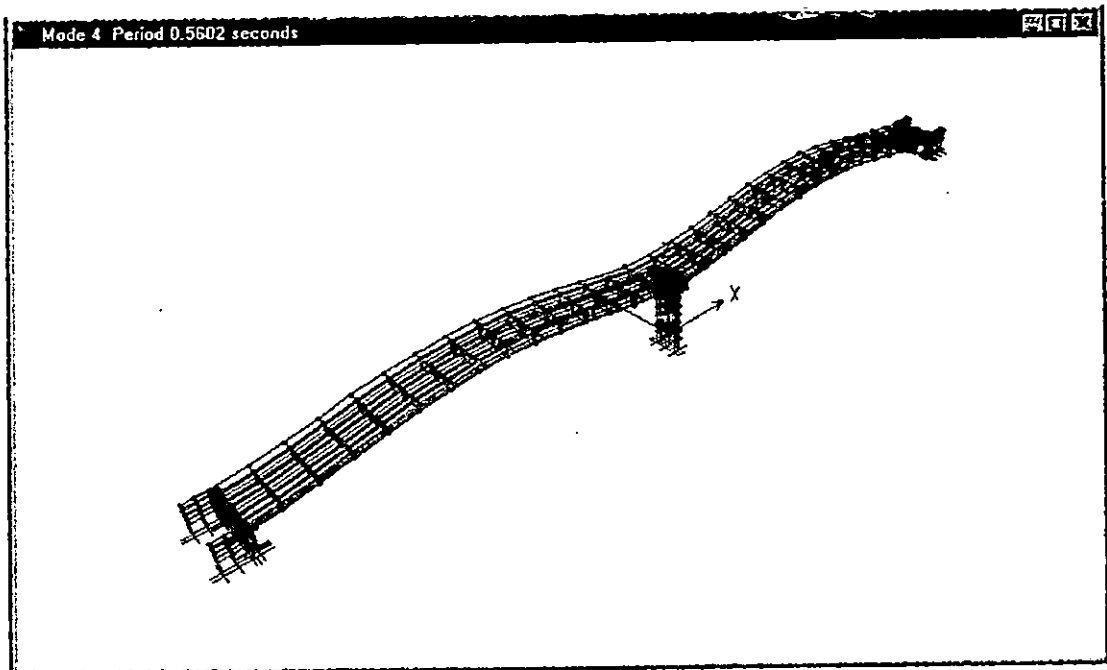
TABLA No. 5.5 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.81504	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.79900	0.0313	0.0000	0.0000	0.0313	0.0000	0.0000
3	0.60659	0.0000	7.1071	0.0037	0.0313	7.1071	0.0037
4	0.56015	0.0000	0.0004	53.8778	0.0313	7.1075	53.8815
5	0.31493	0.0000	58.7409	0.0000	0.0313	65.8484	53.8815
6	0.27894	0.0000	0.0000	0.0000	0.0314	65.8484	53.8815
7	0.25684	0.0000	0.0000	0.0000	0.0314	65.8484	53.8816
8	0.25536	0.0663	0.0001	0.0000	0.0977	65.8485	53.8816
9	0.23632	0.0000	0.0178	0.0000	0.0977	65.8662	53.8816
10	0.21303	0.0000	0.0000	0.0154	0.0977	65.8662	53.8970
11	0.14404	0.0004	0.0000	0.0004	0.0982	65.8663	53.8974
12	0.13438	0.0012	2.1641	0.0001	0.0994	68.0303	53.8975
13	0.13019	0.0422	0.9868	0.0022	0.1416	69.0171	53.8997
14	0.12934	1.4619	0.0209	0.0003	1.6035	69.0380	53.8999
15	0.11594	0.0007	0.0002	10.8723	1.6042	69.0382	64.7722
16	0.09213	0.4006	0.0002	0.0001	2.0048	69.0384	64.7723
17	0.09161	0.1050	0.0002	0.0002	2.1097	69.0386	64.7725
18	0.09150	70.6681	0.0000	0.0000	72.7778	69.0386	64.7725
19	0.08676	0.0025	0.0673	0.0002	72.7803	69.1059	64.7727
20	0.08100	1.7675	0.0000	0.0000	74.5478	69.1059	64.7728

FIGURA No. 5.62 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE DE CALIBRACION.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.8150$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.7990$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE DE CALIBRACION. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.6066$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.5602$  Seg.

**PUENTE DE CALIBRACION**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	1.2 - 1.6	0.60 - 0.72	0.26 - 0.39	0.24 - 0.30	1.36 - 1.53	0.21 - 0.245
HIST min*	IGN	2.00 - 1.75	0.60 - 0.50	0.39 - 0.26	0.36 - 0.315	0.88 - 0.66	0.30 - 0.25
HIST max	CIG	3.85 - 4.40	0.98 - 1.12	0.48 - 0.72	0.63 - 0.72	2.45 - 2.80	0.49 - 0.56
HIST min*	CIG	4.55 - 3.90	1.12 - 0.98	0.96 - 0.72	0.63 - 0.54	3.15 - 2.80	0.54 - 0.48
HIST max	HCR	2.40 - 2.80	1.28 - 1.44	0.48 - 0.72	0.525 - 0.6	1.40 - 1.68	0.42 - 0.48
HIST min*	HCR	1.50 - 1.00	1.28 - 1.12	0.48 - 0.24	0.42 - 0.35	2.16 - 1.92	0.54 - 0.48
HIST max	HSH	1.10 - 1.32	0.375 - 0.45	0.16 - 0.24	0.28 - 0.32	0.77 - 0.88	0.168 - 0.192
HIST min*	HSH	1.52 - 1.33	0.39 - 0.325	0.24 - 0.16	0.28 - 0.245	0.96 - 0.84	0.196 - 0.168
HIST max	ZSUB	1.20 - 1.44	0.49 - 0.56	0.28 - 0.35	0.455 - 0.52	0.84 - 0.96	0.21 - 0.24
HIST min*	ZSUB	1.98 - 1.76	0.48 - 0.40	0.325 - 0.26	0.48 - 0.42	1.04 - 0.91	0.192 - 0.216
HIST max	ELCENTRO	2.10 - 2.40	0.595 - 0.68	0.39 - 0.26	0.315 - 0.36	1.26 - 1.44	0.28 - 0.32
HIST min*	ELCENTRO	2.10 - 1.75	0.81 - 0.72	0.16 - 0.24	0.315 - 0.27	1.62 - 1.44	0.315 - 0.28

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.6 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

**PUENTE DE CALIBRACION**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.00 - 0.40	0.13 - 0.26	0.96 - 1.12	0.045 - 0.090	0.00 - 0.22	0.050 - 0.100
HIST min*	IGN	0.25 - 0.00	0.26 - 0.00	1.17 - 1.04	0.090 - 0.045	0.22 - 0.00	0.100 - 0.050
HIST max	CIG	0.00 - 0.44	0.22 - 0.33	1.80 - 2.10	0.090 - 0.18	0.00 - 0.35	0.14 - 0.21
HIST min*	CIG	0.65 - 0.00	0.42 - 0.28	2.16 - 1.92	0.090 - 0.18	0.35 - 0.00	0.22 - 0.145
HIST max	HCR	0.40 - 0.80	0.32 - 0.48	1.92 - 2.16	0.075 - 0.15	0.00 - 0.28	0.18 - 0.24
HIST min*	HCR	-0.50 - 0.00	0.48 - 0.32	2.16 - 1.92	0.14 - 0.070	0.24 - 0.00	0.18 - 0.12
HIST max	HSH	0.00 - 0.22	0.075 - 0.15	0.64 - 0.72	0.04 - 0.080	0.00 - 0.11	0.028 - 0.056
HIST min*	HSH	0.19 - 0.00	0.195 - 0.13	0.72 - 0.64	0.070 - 0.035	0.12 - 0.00	0.056 - 0.028
HIST max	ZSUB	0.00 - 0.24	0.070 - 0.14	0.56 - 0.63	0.00 - 0.065	0.00 - 0.12	0.030 - 0.060
HIST min*	ZSUB	0.22 - 0.00	0.16 - 0.08	0.583 - 0.52	0.06 - 0.00	0.13 - 0.00	0.072 - 0.048
HIST max	ELCENTRO	0.00 - 0.30	0.17 - 0.255	1.04 - 1.17	0.045 - 0.090	0.00 - 0.18	0.080 - 0.12
HIST min*	ELCENTRO	0.35 - 0.00	0.27 - 0.18	1.17 - 1.04	0.090 - 0.045	0.18 - 0.00	0.12 - 0.08

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL HCR.

**TABLA No. 5.7 ESFUERZOS EN LA PILA CENTRAL.**

**PUENTE DE CALIBRACION**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	4.40 - 6.60	1.65 - 2.20	1.60 - 2.00	0.10 - 0.15	0.14 - 0.175
HIST min*	IGN	6.60 - 4.40	2.20 - 1.65	2.00 - 1.60	0.165 - 0.11	0.18 - 0.15
HIST max	CIG	9.00 - 13.50	2.20 - 3.30	3.00 - 3.75	0.20 - 0.30	0.026 - 0.325
HIST min*	CIG	13.50 - 9.00	3.30 - 2.20	3.75 - 3.00	0.30 - 0.20	0.325 - 0.275
HIST max	HCR	2.40 - 4.80	1.65 - 2.20	1.80 - 2.25	0.165 - 0.22	0.12 - 0.16
HIST min*	HCR	4.80 - 2.40	1.80 - 1.20	2.25 - 1.80	0.22 - 0.165	0.175 - 0.14
HIST max	HSH	1.70 - 2.55	0.60 - 0.80	0.90 - 1.20	0.054 - 0.072	0.042 - 0.056
HIST min*	HSH	2.55 - 1.70	0.80 - 0.60	1.20 - 0.90	0.072 - 0.054	0.0425 - 0.028
HIST max	ZSUB	2.40 - 2.75	1.55 - 1.85	0.95 - 1.15	0.25 - 0.35	0.15 - 0.25
HIST min*	ZSUB	2.75 - 2.40	1.75 - 1.35	1.15 - 0.95	0.35 - 0.25	0.05 - 0.125
HIST max	ELCENTRO	3.00 - 3.60	1.12 - 1.40	1.10 - 1.65	0.001 - 0.0012	0.0023 - 0.003
HIST min*	ELCENTRO	3.90 - 3.60	1.30 - 1.04	1.80 - 1.35	0.0012 - 0.001	0.003 - 0.0023

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.8 ESFUERZOS EN LAS VIGAS.**

**PUENTE DE CALIBRACION**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton/m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.00 - 2.20	0.00 - 0.55	0.00 - 0.40	0.00 - 0.05	0.00 - 0.035
HIST min*	IGN	2.20 - 0.00	0.55 - 0.00	0.40 - 0.00	0.055 - 0.00	0.030 - 0.00
HIST max	CIG	0.00 - 4.50	0.00 - 1.10	0.00 - 0.75	0.00 - 0.10	0.00 - 0.065
HIST min*	CIG	4.50 - 0.00	1.10 - 0.00	0.75 - 0.00	0.10 - 0.00	0.055 - 0.00
HIST max	HCR	0.00 - 2.40	0.00 - 0.55	0.00 - 0.45	0.00 - 0.055	0.00 - 0.040
HIST min*	HCR	2.40 - 0.00	0.60 - 0.00	0.45 - 0.00	0.055 - 0.00	0.035 - 0.00
HIST max	HSB	0.00 - 0.85	0.00 - 0.20	0.00 - 0.30	0.00 - 0.018	0.00 - 0.014
HIST min*	HSB	0.85 - 0.00	0.20 - 0.00	0.30 - 0.00	0.018 - 0.00	0.014 - 0.00
HIST max	ZSUB	0.00 - 0.95	0.00 - 0.60	0.00 - 0.45	0.00 - 0.075	0.00 - 0.012
HIST min*	ZSUB	0.95 - 0.00	0.60 - 0.00	0.45 - 0.00	0.075 - 0.00	0.012 - 0.00
HIST max	ELCENTRO	0.00 - 0.60	0.00 - 0.28	0.00 - 0.55	0.0014 - 0.0017	0.0045 - 0.0053
HIST min*	ELCENTRO	0.65 - 0.00	0.26 - 0.00	0.45 - 0.00	0.0017 - 0.0014	0.0053 - 0.0045

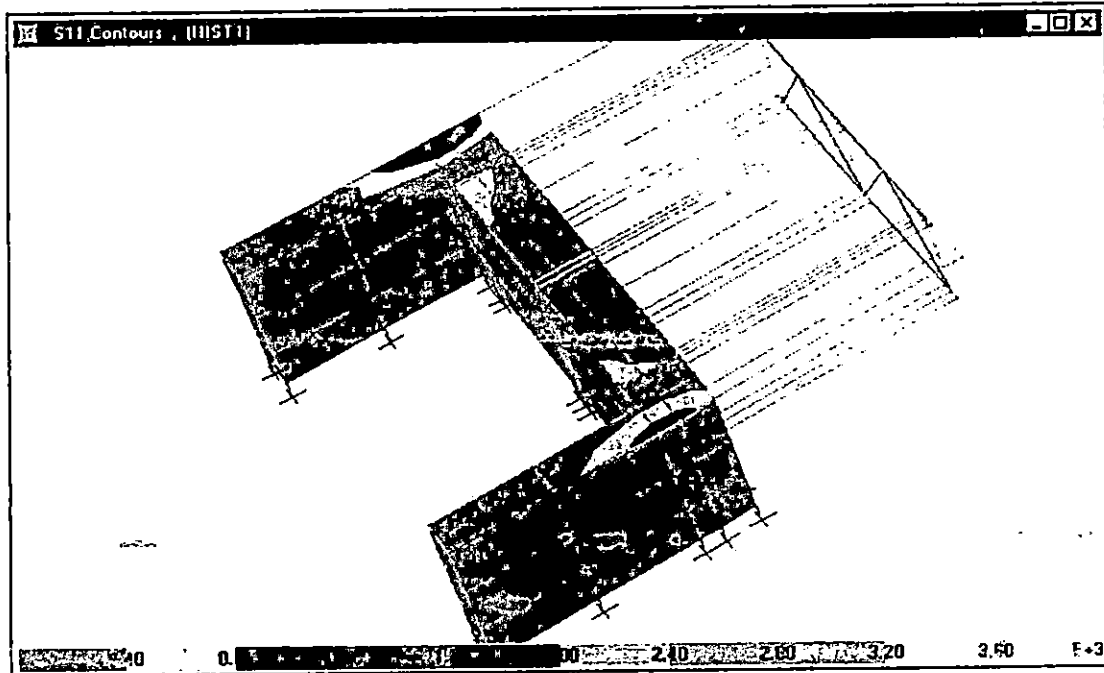
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

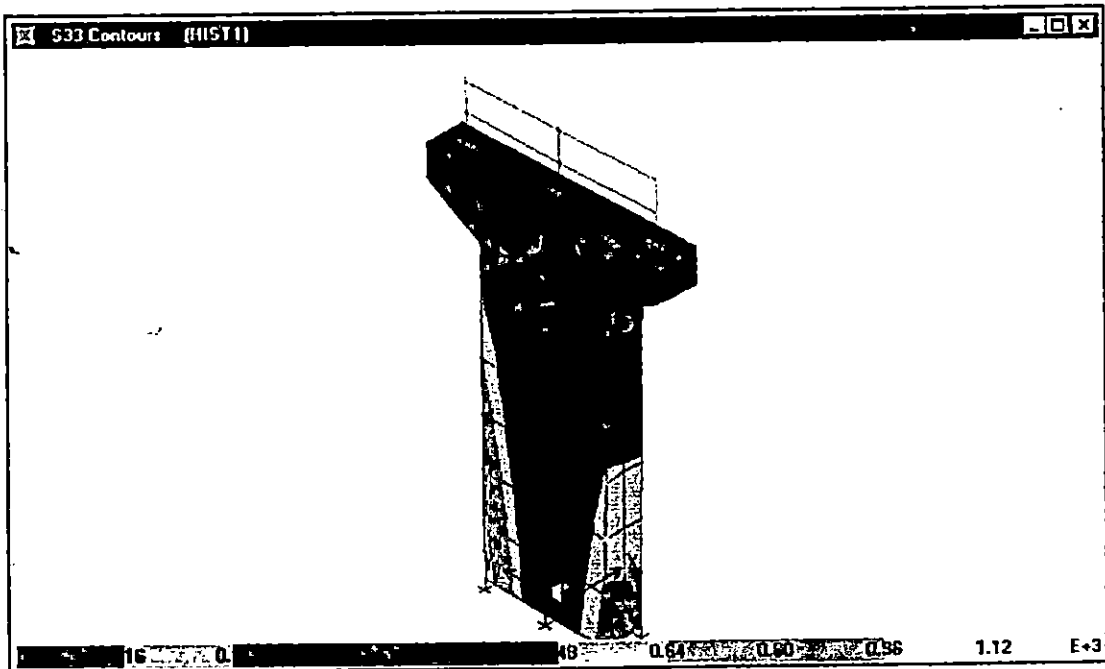
**TABLA No. 5.9 ESFUERZOS EN LA LOSA.**

PUENTE DE CALIBRACION.

FIGURA No. 5.63 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.

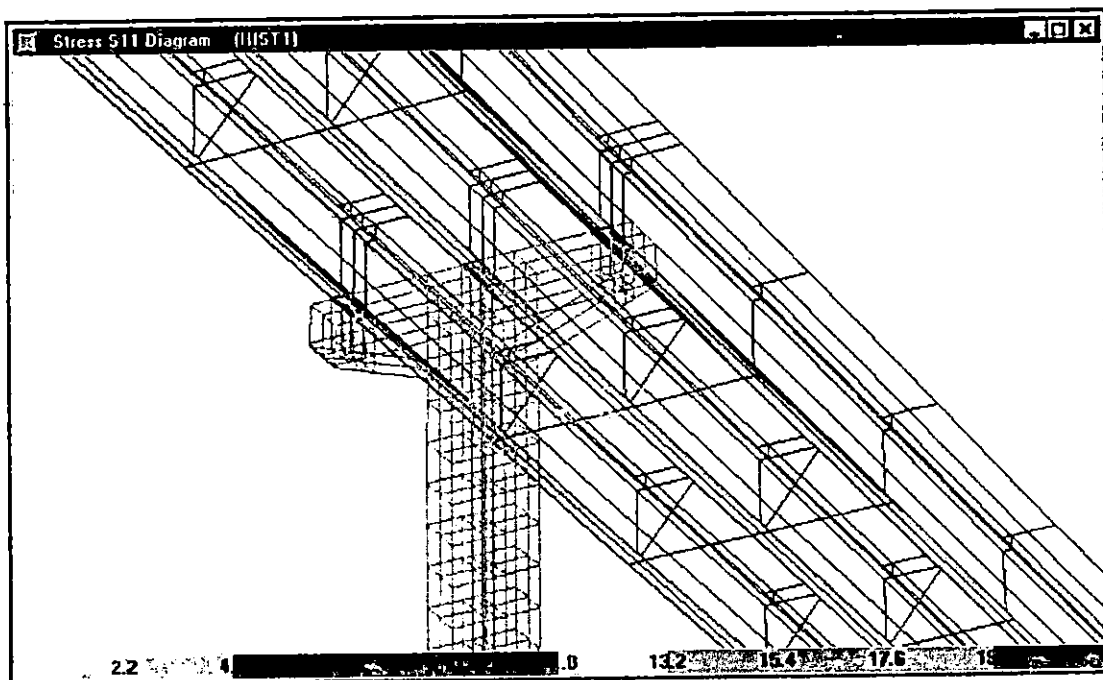


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



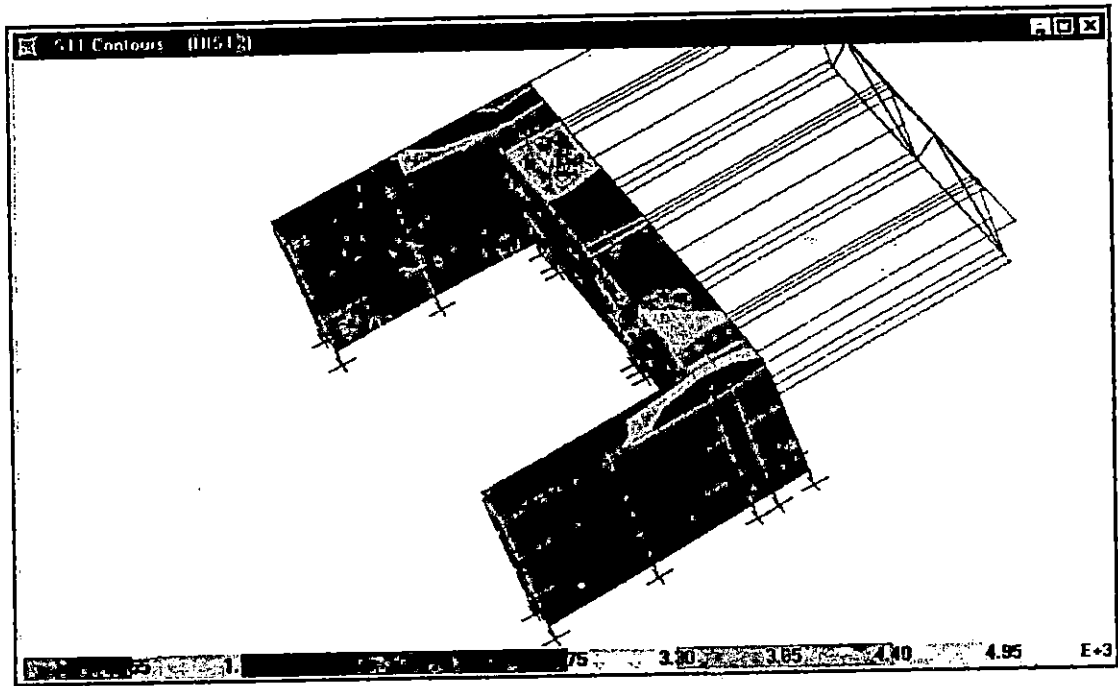
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

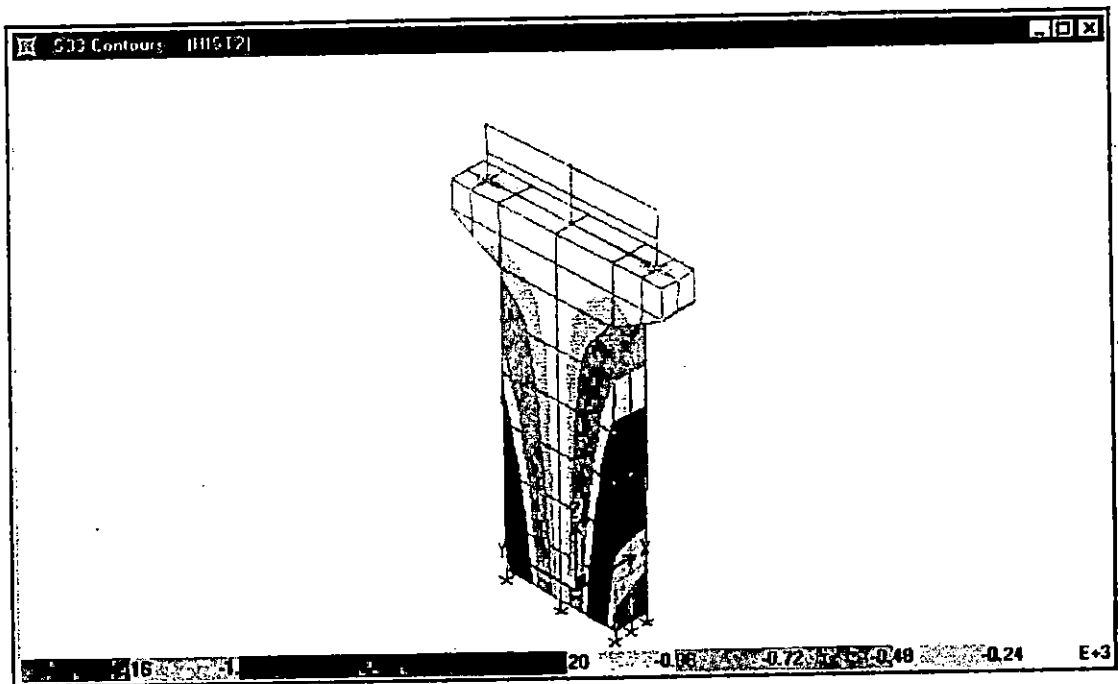


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.64 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

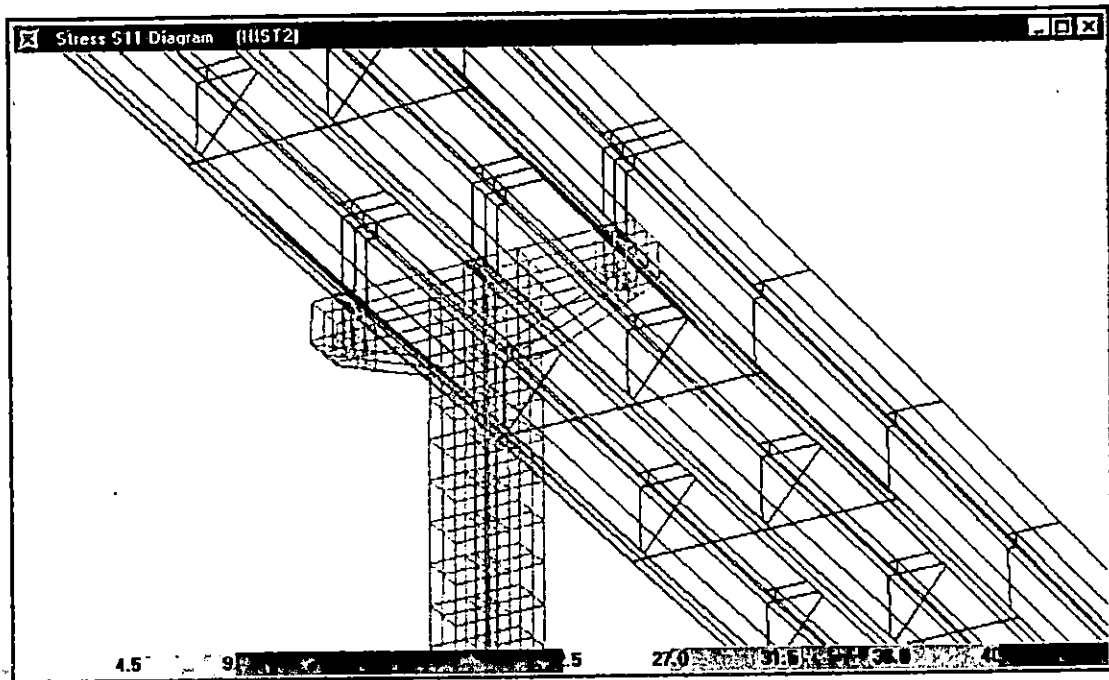


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



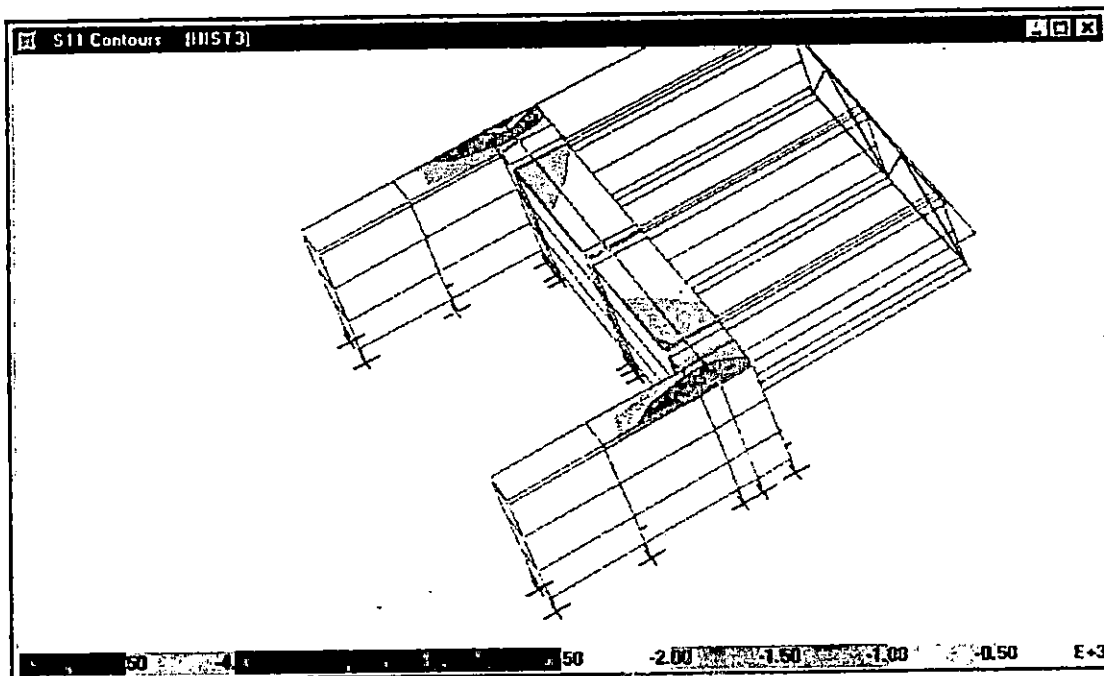
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

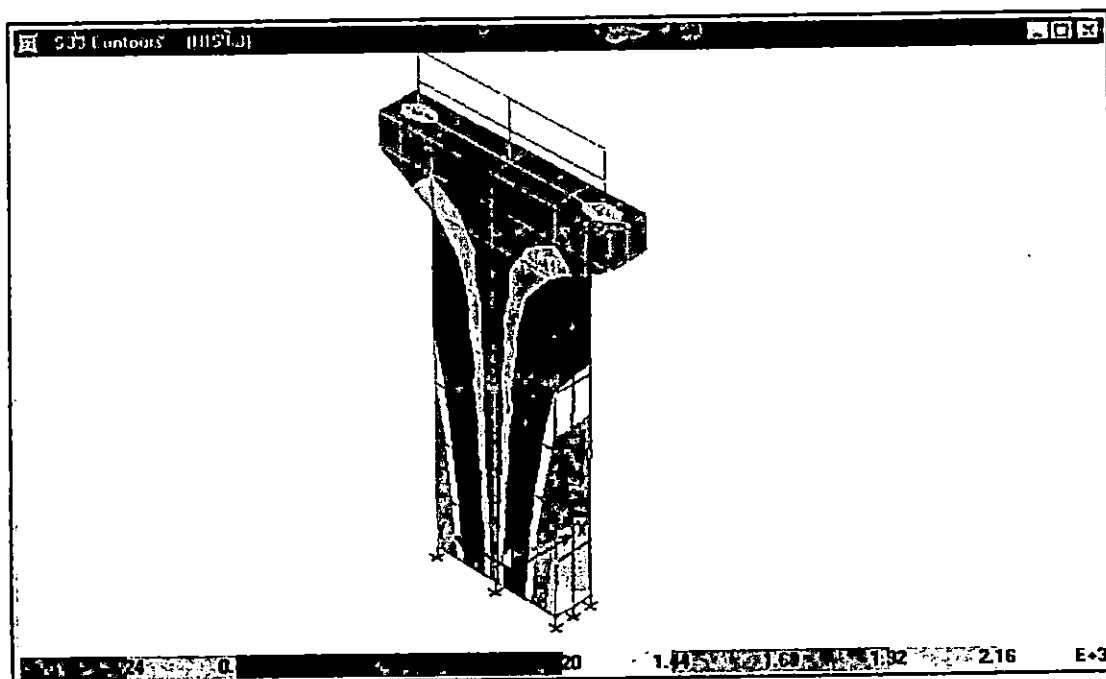


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.65 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

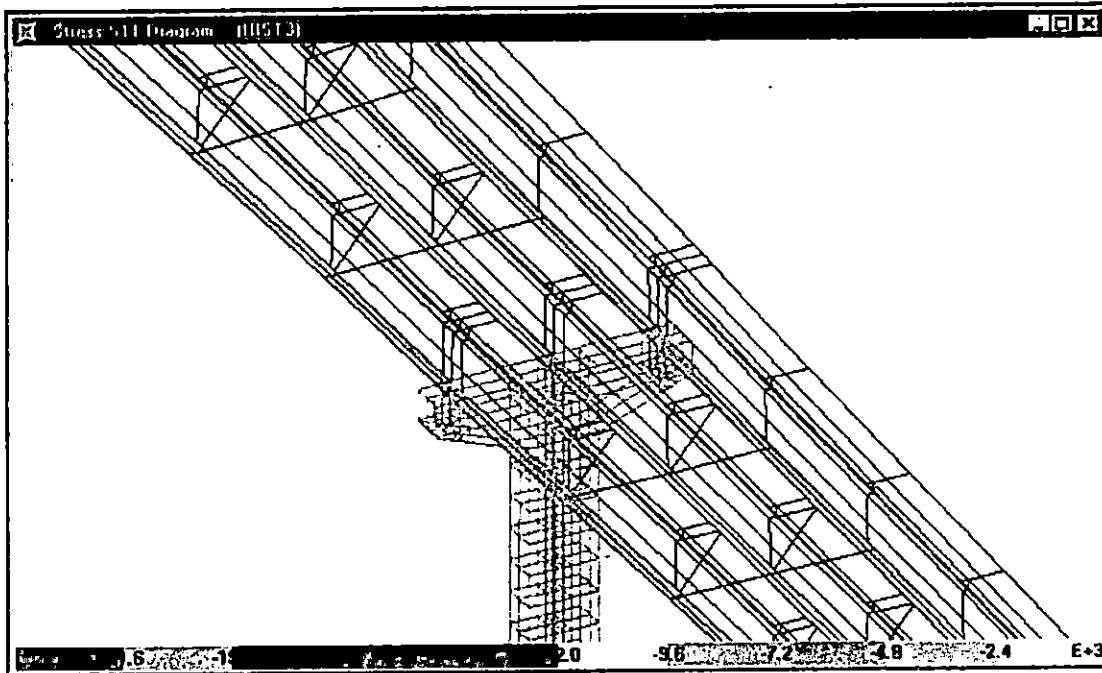


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA



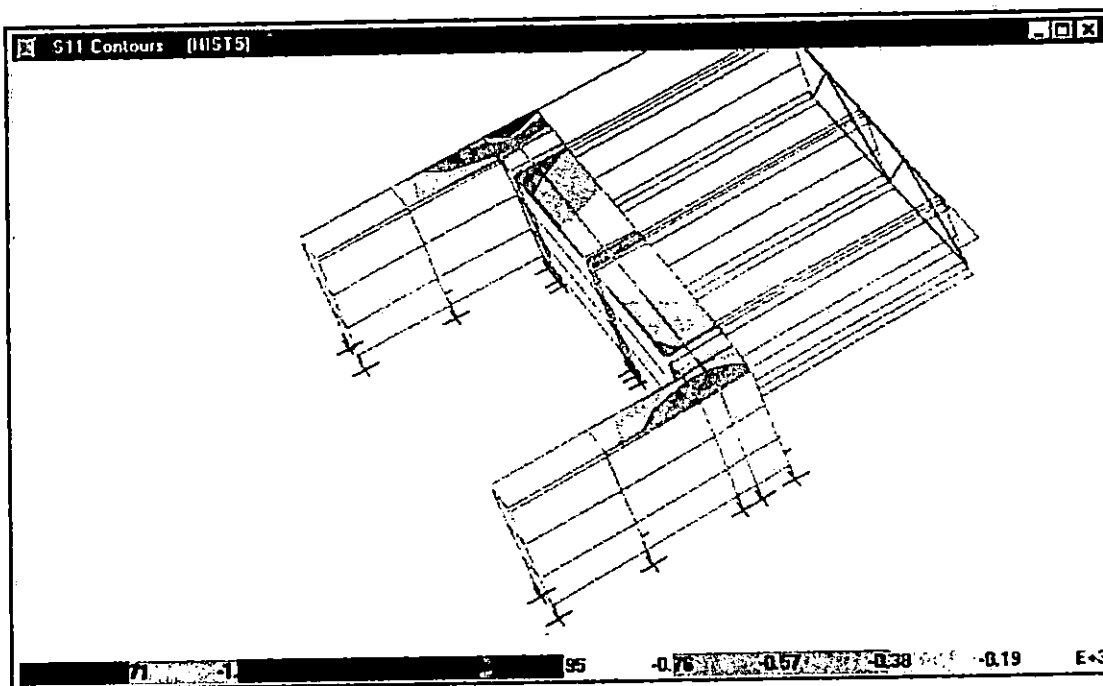
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR. (CONT)

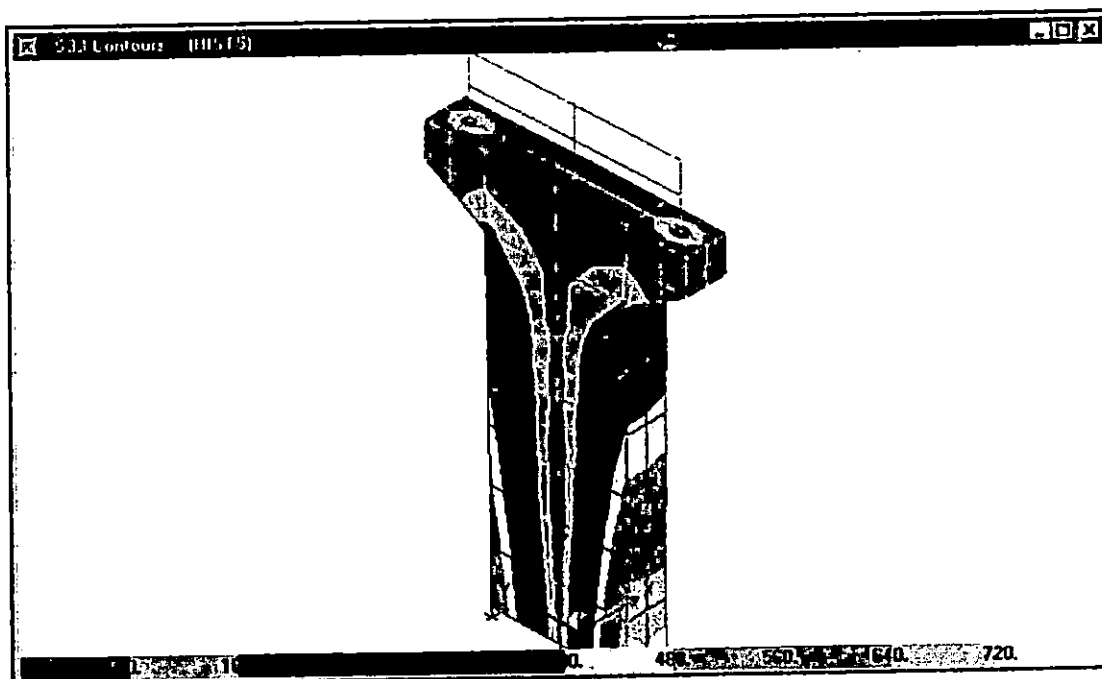


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.66 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL SHS.

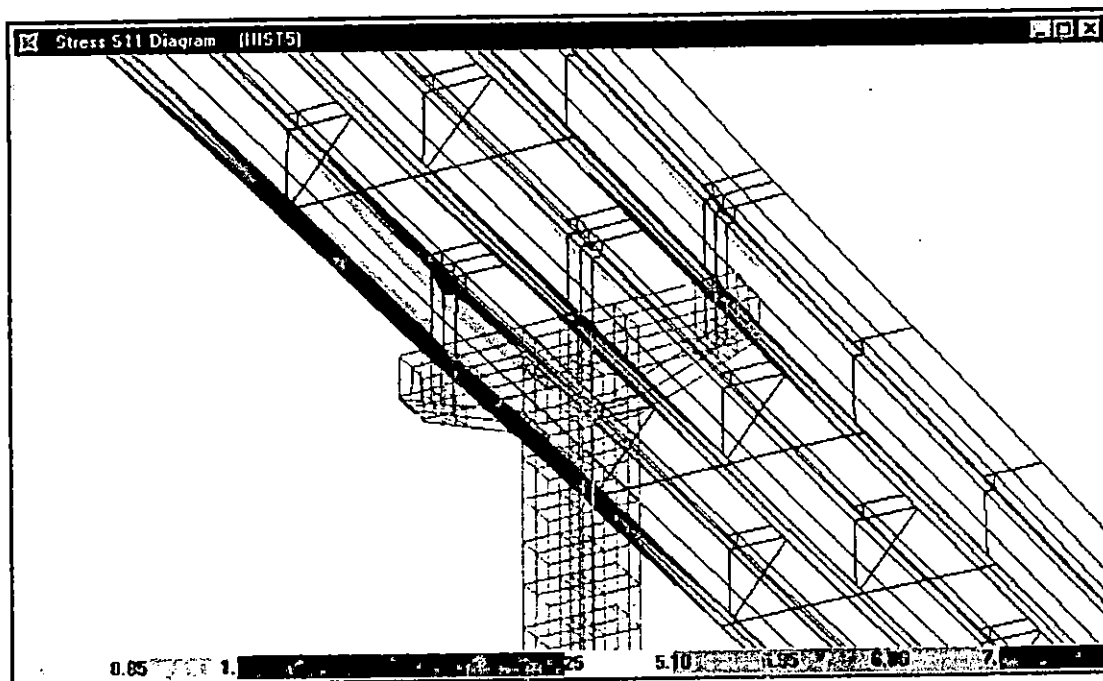


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA



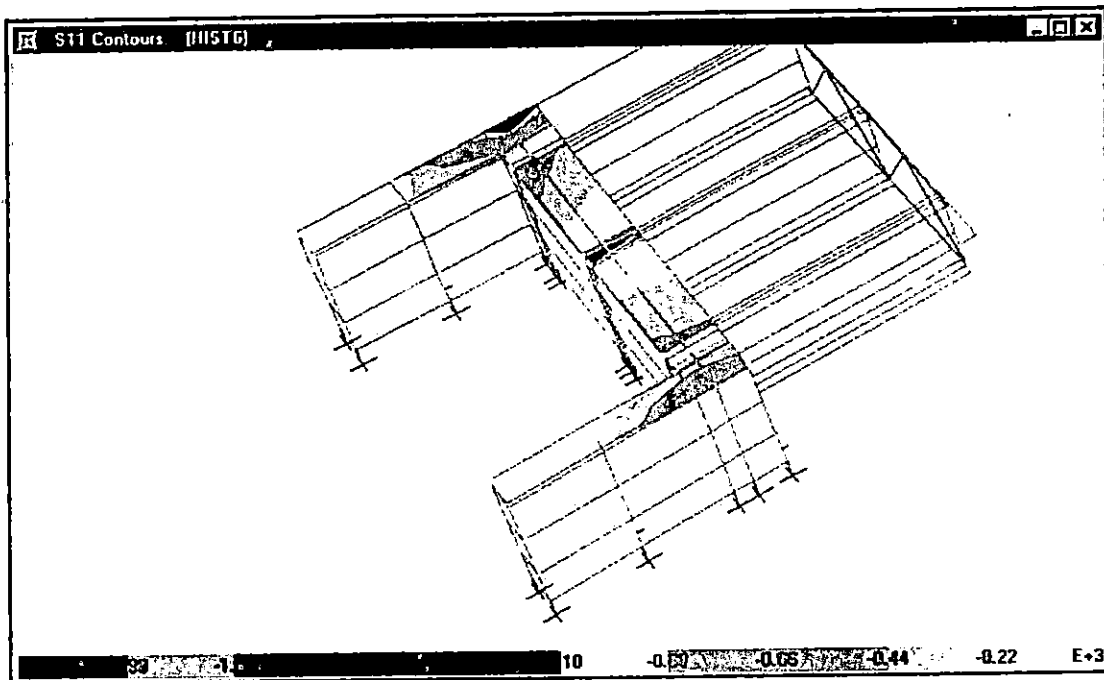
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH. (CONT)

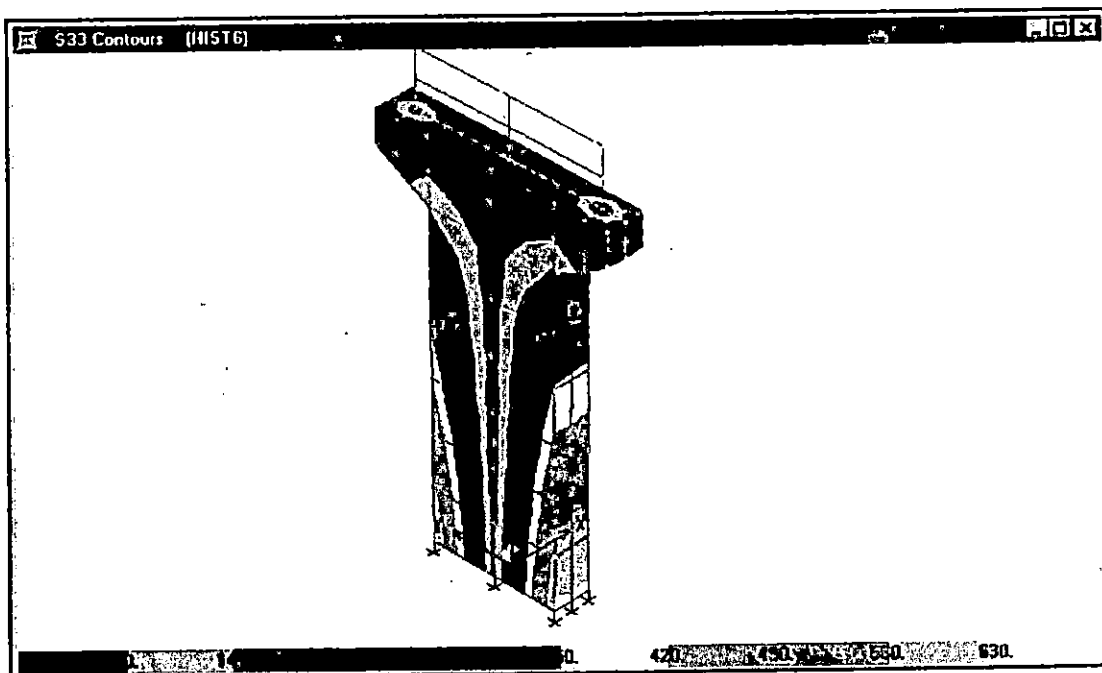


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.67 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

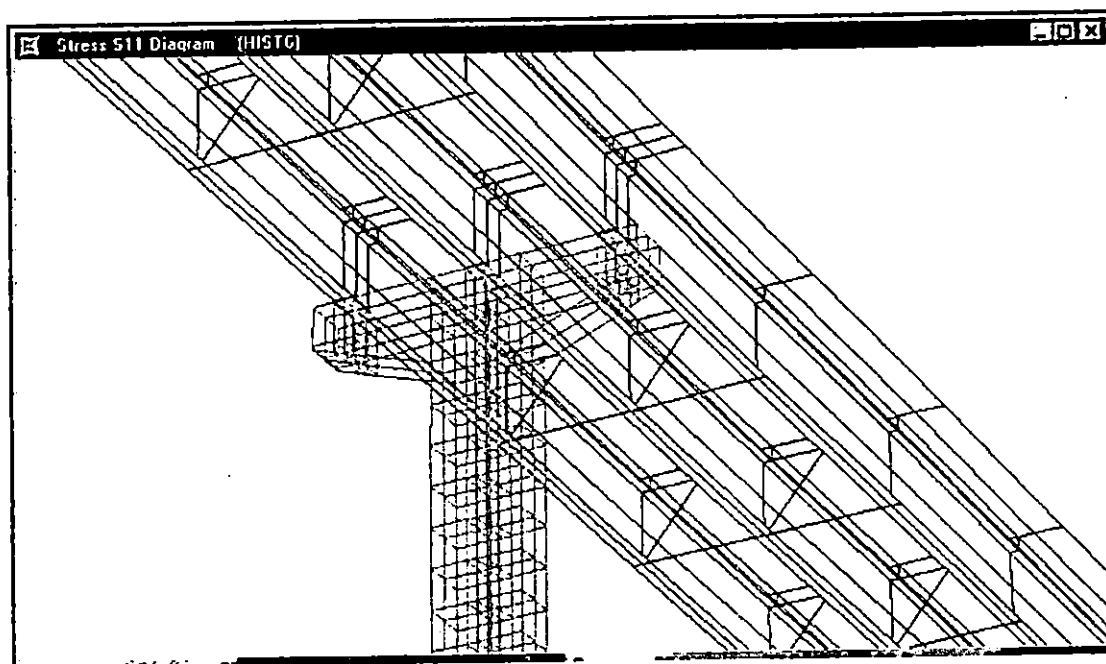


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



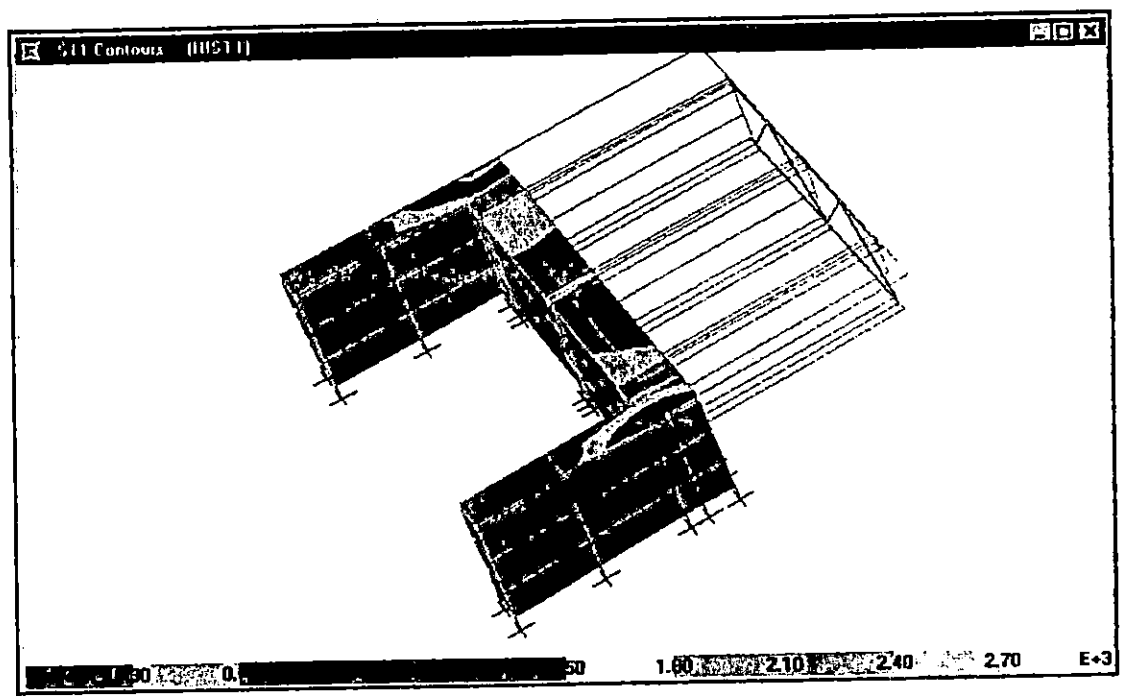
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

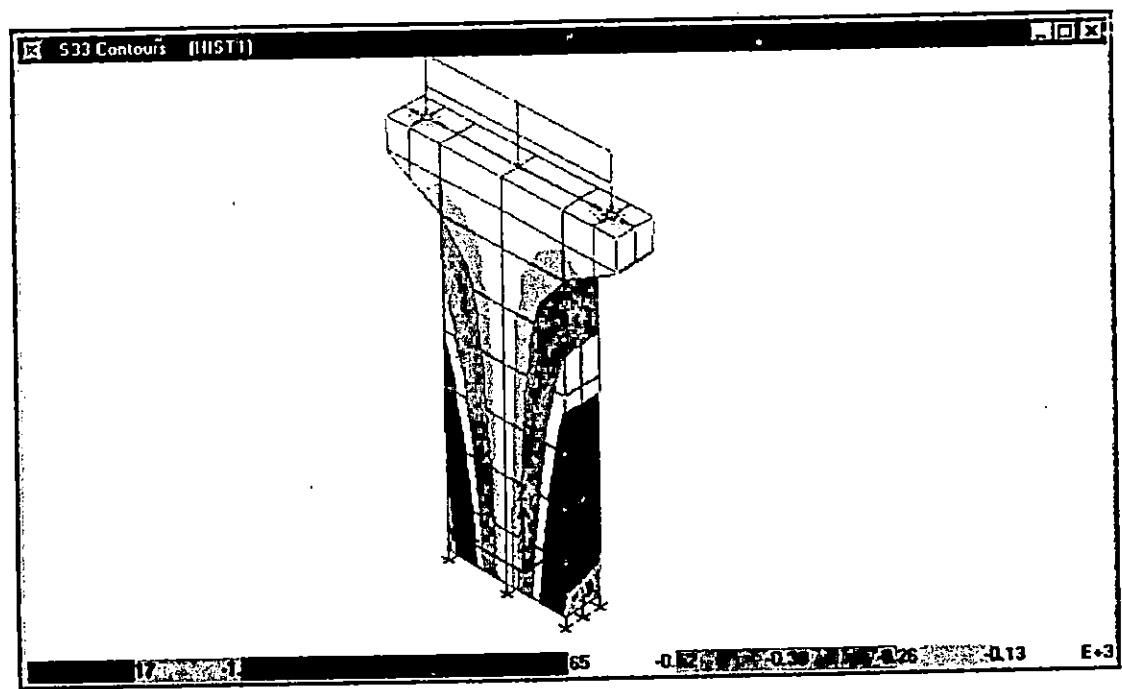


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No 5.68 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.

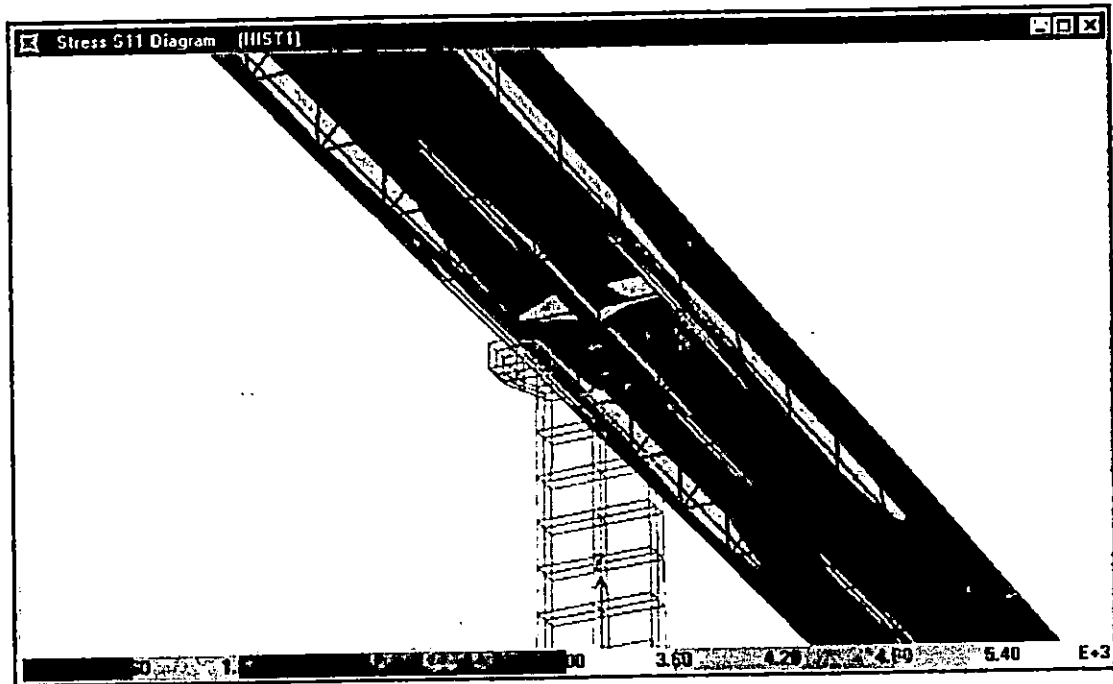


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



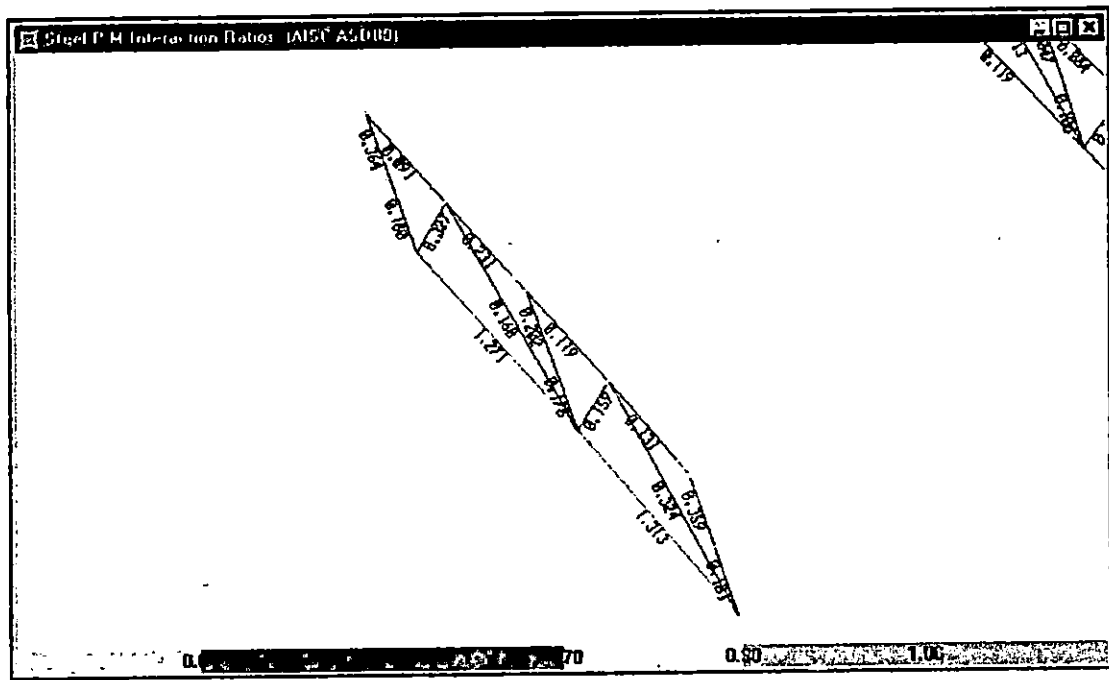
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO. (CONT)



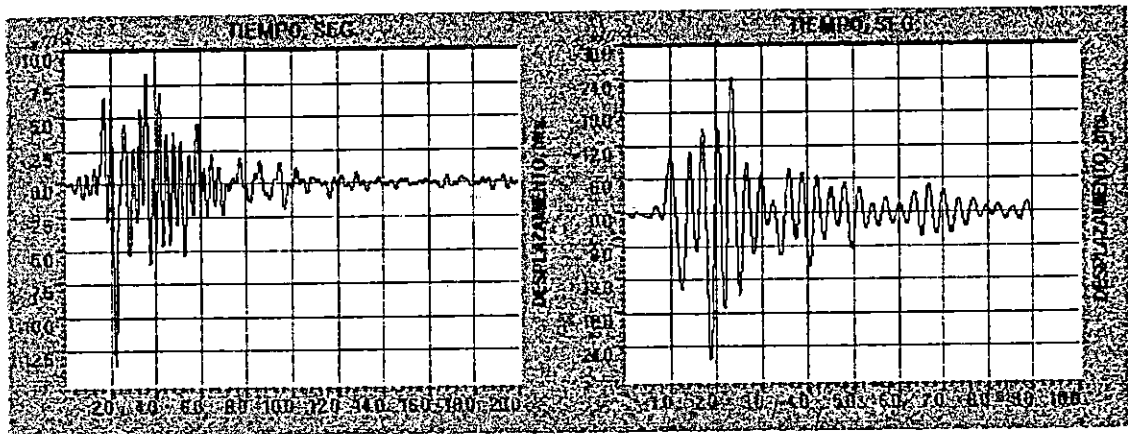
C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA

FIGURA No. 5.69 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LOS ARRIOSTRAMIENTOS.



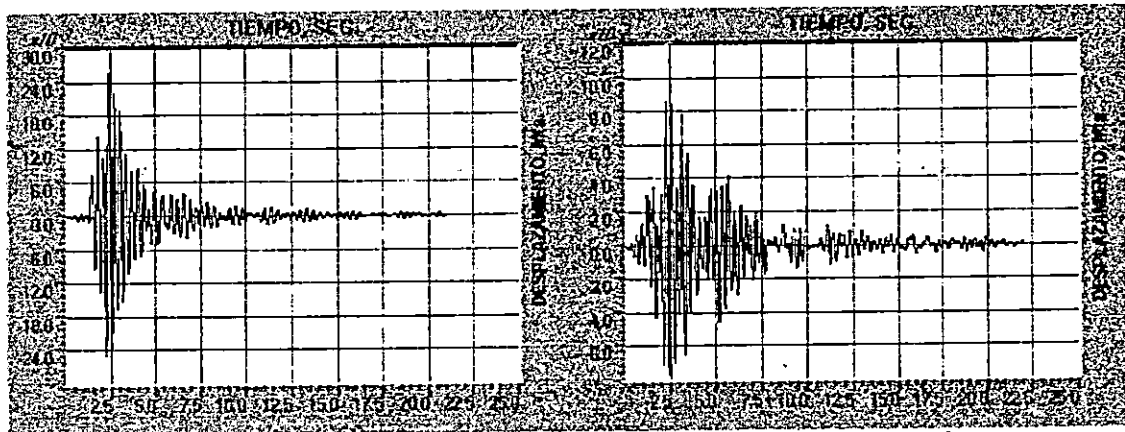
EL COLOR ROJO INDICA SOBRESFORZAMIENTO.

FIGURA No. 5.70 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



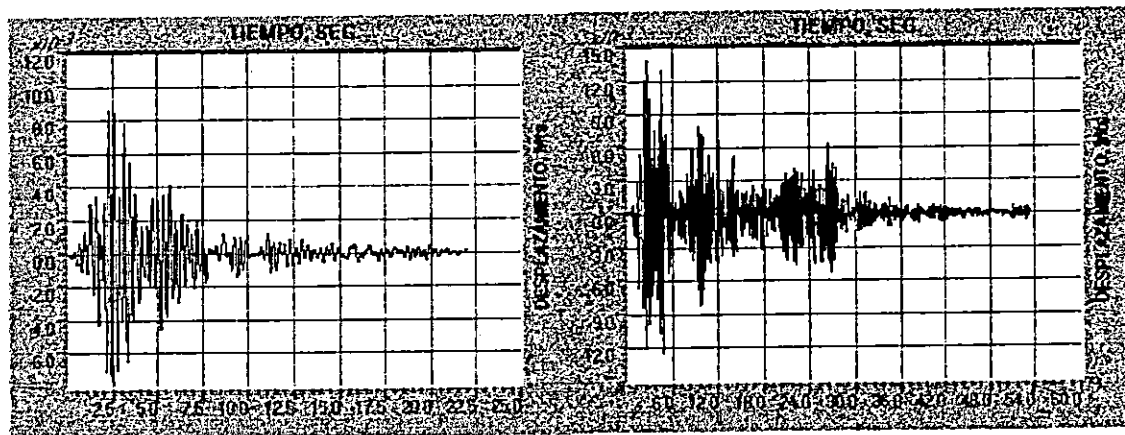
A. REGISTRO DEL IGN.

B. REGISTRO DEL CIG.



C. REGISTRO DEL HCR.

D. REGISTRO DEL HSH.



E. REGISTRO DEL HCR.

F. REGISTRO DEL HSH.

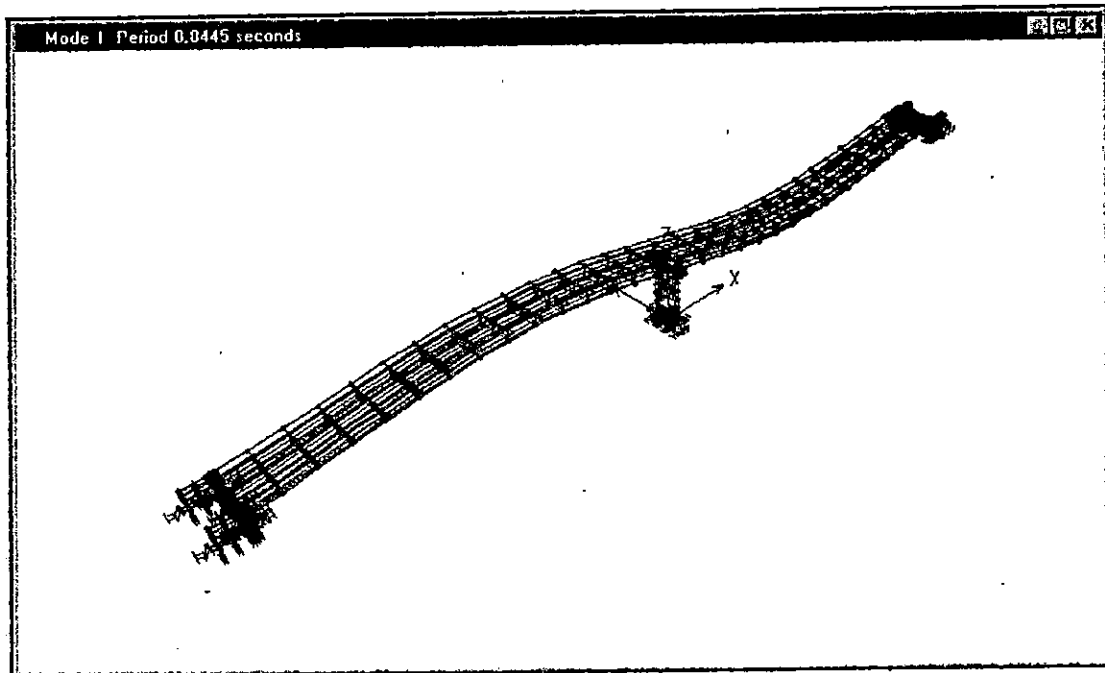
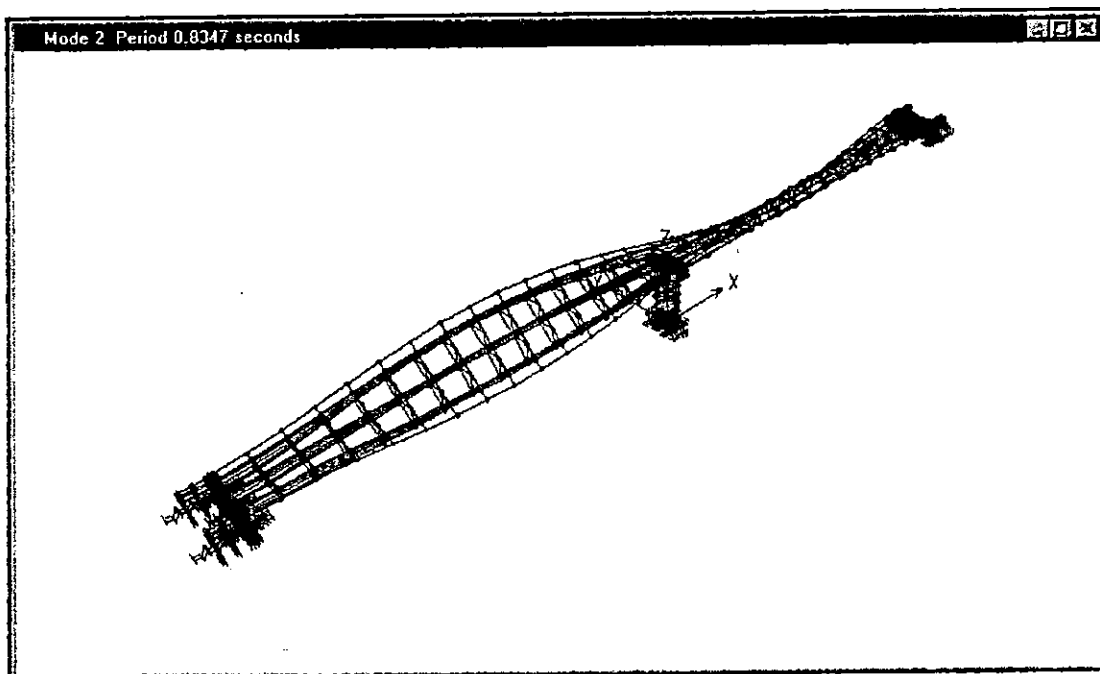
MODELO No. 1 PUENTE DE CALIBRACION

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

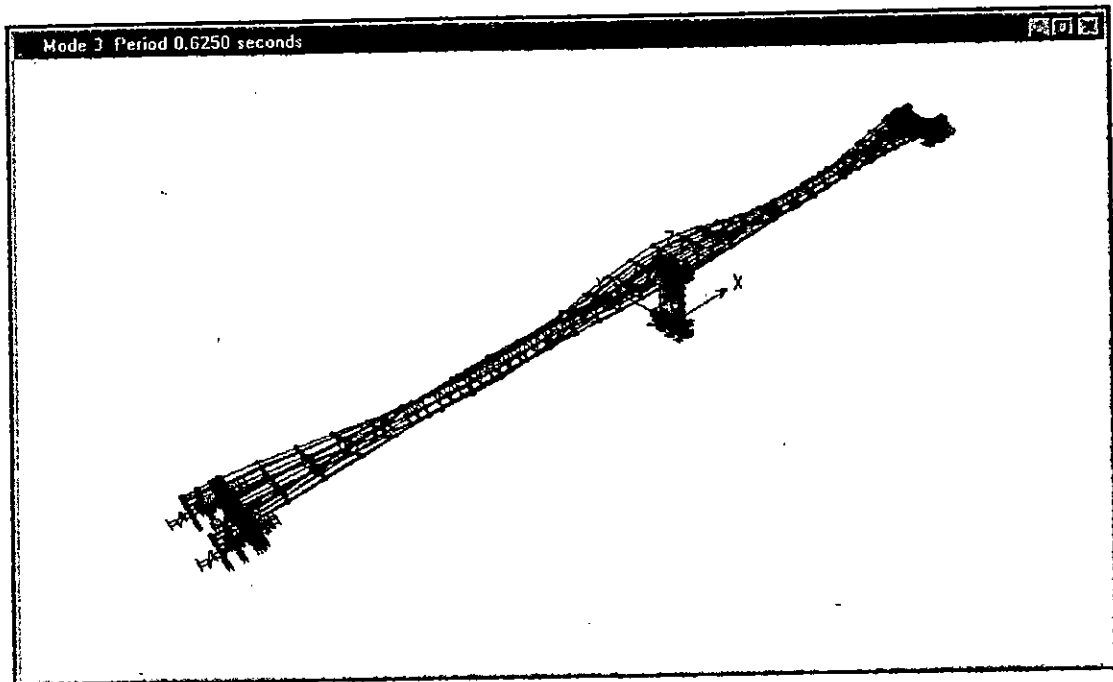
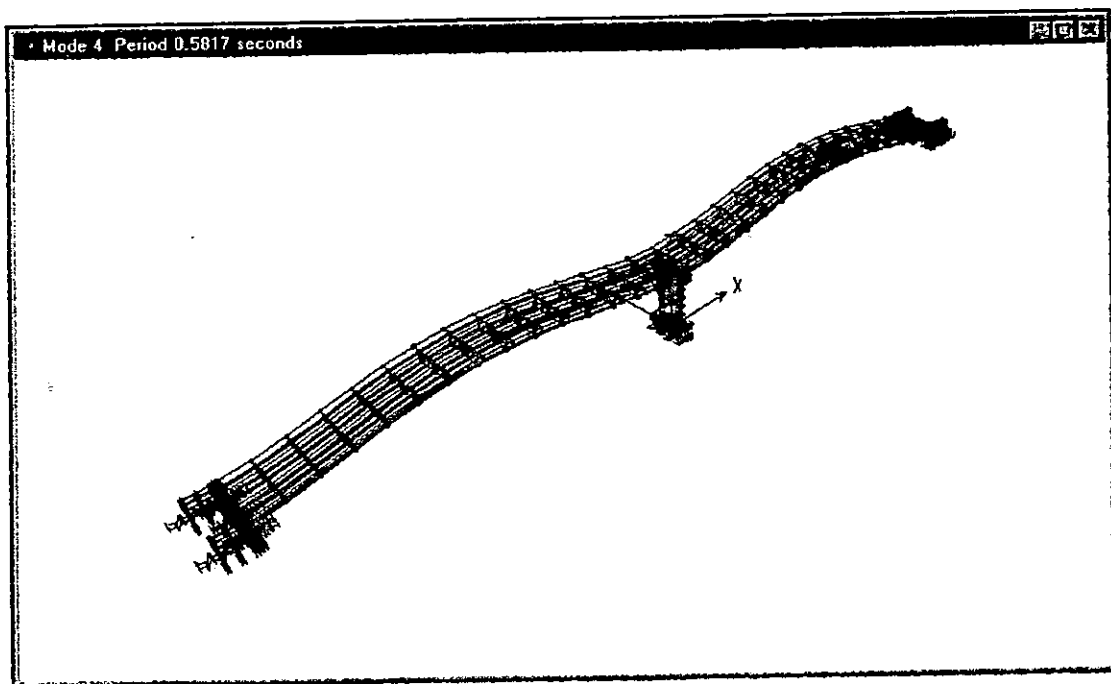
TABLA No. 5.10 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.84446	0.1564	0.0000	0.0002	0.1564	0.0000	0.0002
2	0.83470	0.0004	0.0001	0.0000	0.1568	0.0001	0.0002
3	0.62500	0.0000	12.9153	0.0038	0.1568	12.9154	0.0040
4	0.58170	0.0000	0.0014	53.1486	0.1568	12.9169	53.1525
5	0.43259	0.0000	52.6137	0.0000	0.1568	65.5306	53.1526
6	0.28853	0.0000	0.0001	0.0000	0.1568	65.5306	53.1526
7	0.27079	0.0016	0.0000	0.0000	0.1584	65.5306	53.1526
8	0.26638	0.7013	0.0000	0.0000	0.8597	65.5306	53.1526
9	0.24078	0.0000	0.0043	0.0000	0.8598	65.5349	53.1526
10	0.21984	0.0001	0.0000	0.0694	0.8599	65.5349	53.2220
11	0.14866	0.0002	3.9130	0.0001	0.8601	69.4479	53.2221
12	0.14574	0.0014	0.0024	0.0003	0.8615	69.4503	53.2224
13	0.13625	11.5865	0.0008	0.0001	12.4481	69.4511	53.2225
14	0.13178	0.0126	0.5216	0.0021	12.4607	69.9727	53.2245
15	0.11939	0.0038	0.0001	11.1849	12.4644	69.9728	64.4094
16	0.10527	66.7829	0.0000	0.0003	79.2474	69.9728	64.4097
17	0.09550	0.0000	0.0000	0.0000	79.2474	69.9728	64.4097
18	0.09254	0.0000	0.0005	0.0003	79.2474	69.9733	64.4101
19	0.08758	0.0008	0.1336	0.0002	79.2481	70.1069	64.4102
20	0.08310	1.1948	0.0000	0.0001	80.4429	70.1069	64.4103

FIGURA No. 5.71 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE DE CALIBRACION.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.8445$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.8347$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE DE CALIBRACION. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.6250$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.5817$  Seg.

**PUENTE DE CALIBRACION**

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	1.75 - 2.10	0.50 - 0.60	0.28 - 0.42	0.28 - 0.32	1.26 - 1.44	0.16 - 0.20
HIST min*	IGN	2.10 - 1.75	0.60 - 0.50	0.42 - 0.28	0.24 - 0.20	1.20 - 1.00	0.24 - 0.20
HIST max	CIG	2.50 - 3.00	0.48 - 0.60	0.54 - 0.72	0.36 - 0.42	1.96 - 2.24	0.30 - 0.35
HIST min*	CIG	3.00 - 2.50	0.78 - 0.65	0.54 - 0.36	0.42 - 0.36	2.24 - 1.96	0.30 - 0.25
HIST max	HCR	1.20 - 1.50	0.55 - 0.66	0.13 - 0.26	0.315 - 0.36	0.68 - 0.85	0.18 - 0.225
HIST min*	HCR	1.75 - 1.40	0.66 - 0.55	0.26 - 0.13	0.32 - 0.28	1.02 - 0.85	0.32 - 0.28
HIST max	HSH	1.26 - 1.44	0.30 - 0.36	0.21 - 0.28	0.21 - 0.245	0.77 - 0.88	0.144 - 0.168
HIST min*	HSH	1.32 - 1.10	0.36 - 0.30	0.26 - 0.195	0.21 - 0.18	0.96 - 0.84	0.154 - 0.132
HIST max	ZSUB	1.20 - 1.44	0.325 - 0.39	0.195 - 0.26	0.225 - 0.27	0.70 - 0.84	0.13 - 0.156
HIST min*	ZSUB	1.50 - 1.25	0.42 - 0.35	0.28 - 0.21	0.27 - 0.225	1.04 - 0.91	0.144 - 0.12
HIST max	ELCENTRO	1.40 - 1.68	0.40 - 0.50	0.22 - 0.33	0.18 - 0.21	1.05 - 1.20	0.16 - 0.20
HIST min*	ELCENTRO	1.680 - 1.400	0.60 - 0.50	0.33 - 0.22	0.245 - 0.21	1.12 - 0.96	0.28 - 0.245

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.11 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

**PUENTE DE CALIBRACION**

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.00 - 0.35	0.20 - 0.30	1.12 - 1.26	0.04 - 0.08	0.00 - 0.18	0.08 - 0.12
HIST min*	IGN	0.35 - 0.00	0.20 - 0.10	1.26 - 1.12	0.080 - 0.040	0.20 - 0.00	0.12 - 0.08
HIST max	CIG	0.00 - 0.50	0.12 - 0.24	1.44 - 1.62	0.06 - 0.12	0.00 - 0.28	0.10 - 0.15
HIST min*	CIG	0.50 - 0.00	0.26 - 0.13	1.62 - 1.44	0.12 - 0.06	0.28 - 0.00	0.15 - 0.10
HIST max	HCR	0.00 - 0.30	0.11 - 0.22	1.04 - 1.17	0.045 - 0.090	0.00 - 0.17	0.090 - 0.135
HIST min*	HCR	0.35 - 0.00	0.22 - 0.11	1.17 - 1.04	0.080 - 0.040	0.17 - 0.00	0.12 - 0.080
HIST max	HSH	0.00 - 0.18	0.060 - 0.12	0.56 - 0.63	0.00 - 0.35	0.00 - 0.11	0.048 - 0.072
HIST min*	HSH	0.22 - 0.00	0.12 - 0.06	0.585 - 0.520	0.060 - 0.00	0.12 - 0.00	0.066 - 0.044
HIST max	ZSUB	0.00 - 0.24	0.065 - 0.13	0.52 - 0.585	0.00 - 0.045	0.00 - 0.14	0.056 - 0.078
HIST min*	ZSUB	0.25 - 0.00	0.070 - 0.00	0.63 - 0.56	0.045 - 0.00	0.13 - 0.00	0.048 - 0.024
HIST max	ELCENTRO	0.00 - 0.28	0.10 - 0.20	0.88 - 0.99	0.03 - 0.06	0.00 - 0.15	0.080 - 0.120
HIST min*	ELCENTRO	0.28 - 0.00	0.10 - 0.00	0.99 - 0.88	0.070 - 0.035	0.16 - 0.00	0.070 - 0.035

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.12 ESFUERZOS EN LA PILA .**

**PUENTE DE CALIBRACION**

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	4.25 - 5.10	0.72 - 0.96	1.10 - 1.65	0.0001 - 0.0002	0.0026 - 0.0039
HIST min*	IGN	4.50 - 3.75	1.20 - 0.96	1.65 - 1.10	0.0021 - 0.0018	0.0039 - 0.0026
HIST max	CIG	4.80 - 6.00	1.12 - 1.40	1.70 - 2.55	0.002 - 0.0025	0.0038 - .0057
HIST min*	CIG	6.60 - 5.50	1.50 - 1.20	2.10 - 1.40	2.40 - 2.00	0.006 - 0.004
HIST max	HCR	3.00 - 4.00	0.84 - 1.12	1.65 - 2.20	0.0018 - 0.0021	0.0028 - 0.0042
HIST min*	HCR	5.40 - 4.50	1.30 - 1.04	2.20 - 1.65	0.0021 - 0.0018	0.0042 - 0.0028
HIST max	HSB	2.20 - 2.75	0.54 - 0.72	0.70 - 1.05	0.0010 - 0.0012	0.0026 - 0.0039
HIST min*	HSB	4.40 - 3.85	0.80 - 0.64	1.05 - 0.70	0.0016 - 0.0014	0.0039 - 0.0026
HIST max	ZSUB	2.60 - 3.25	0.34 - 0.51	0.70 - 1.05	0.001 - 0.0012	0.0034 - 0.0051
HIST min*	ZSUB	3.60 - 3.00	0.75 - 0.60	1.20 - 0.80	0.0013 - 0.0011	0.0034 - 0.0017
HIST max	ELCENTRO	2.55 - 3.40	0.78 - 1.04	1.10 - 1.65	0.0014 - 0.0018	0.0033 - 0.0044
HIST min*	ELCENTRO	4.50 - 3.75	1.20 - 0.96	1.65 - 1.10	1.80 - 1.50	0.003 - 0.002

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.13 ESFUERZOS EN LAS VIGAS .**

**PUENTE DE CALIBRACION**

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.00 - 0.85	0.00 - 0.24	0.00 - 0.55	0.0003 - 0.0006	0.0013 - 0.0026
HIST min*	IGN	0.75 - 0.00	0.24 - 0.00	0.55 - 0.00	0.0007 - 0.0003	0.0026 - 0.0013
HIST max	CIG	0.00 - 1.20	0.00 - 0.28	0.00 - 0.85	0.00 - 0.0005	0.0019 - 0.0038
HIST min*	CIG	1.10 - 0.00	0.30 - 0.00	0.70 - 0.00	0.40 - 0.00	0.004 - 0.002
HIST max	HCR	0.00 - 1.00	0.00 - 0.28	0.00 - 0.55	0.0003 - 0.0007	0.0014 - 0.0028
HIST min*	HCR	0.90 - 0.00	0.26 - 0.00	0.55 - 0.00	0.0007 - 0.0003	0.0028 - 0.0014
HIST max	HSH	0.00 - 0.55	0.00 - 0.18	0.00 - 0.35	0.0002 - 0.0004	0.0013 - 0.0026
HIST min*	HSH	0.55 - 0.00	0.16 - 0.00	0.35 - 0.00	0.0004 - 0.0002	0.0026 - 0.0013
HIST max	ZSUB	0.00 - 0.65	0.00 - 0.17	0.00 - 0.35	0.00 - 0.20	0.00 - 0.0017
HIST min*	ZSUB	0.60 - 0.00	0.15 - 0.00	0.40 - 0.00	0.0004 - 0.0002	0.0017 - 0.00
HIST max	ELCENTRO	0.00 - 0.85	0.00 - 0.26	0.00 - 0.55	0.00 - 0.35	0.0011 - 0.0022
HIST min*	ELCENTRO	0.75 - 0.00	0.24 - 0.00	0.55 - 0.00	0.30 - 0.00	0.002 - 0.001

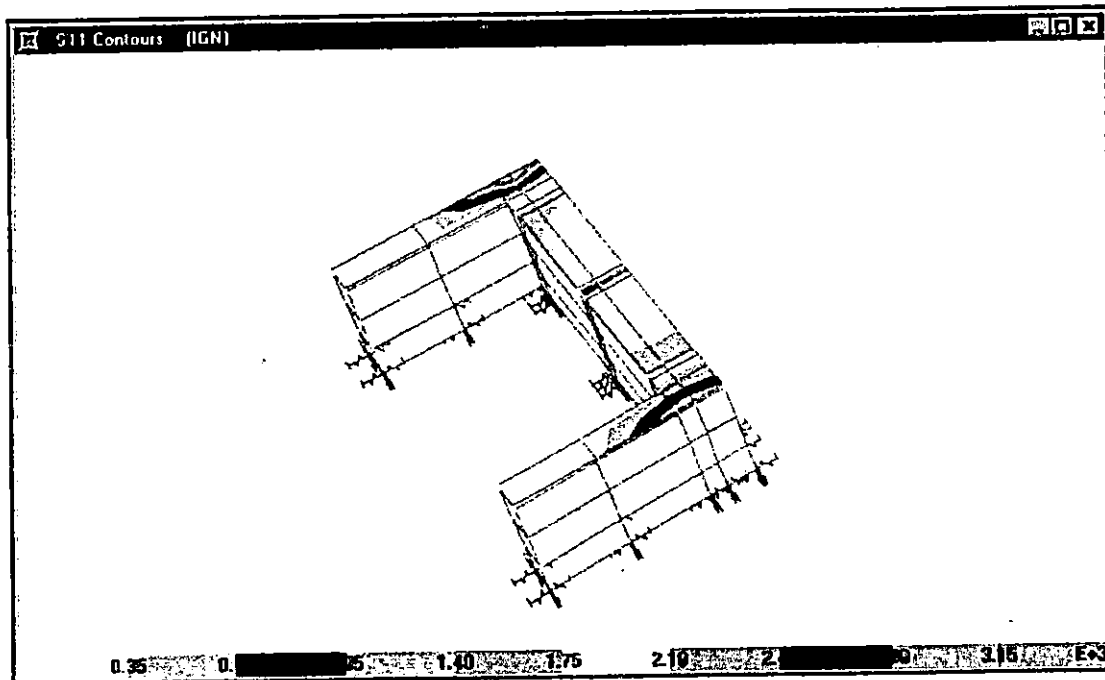
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

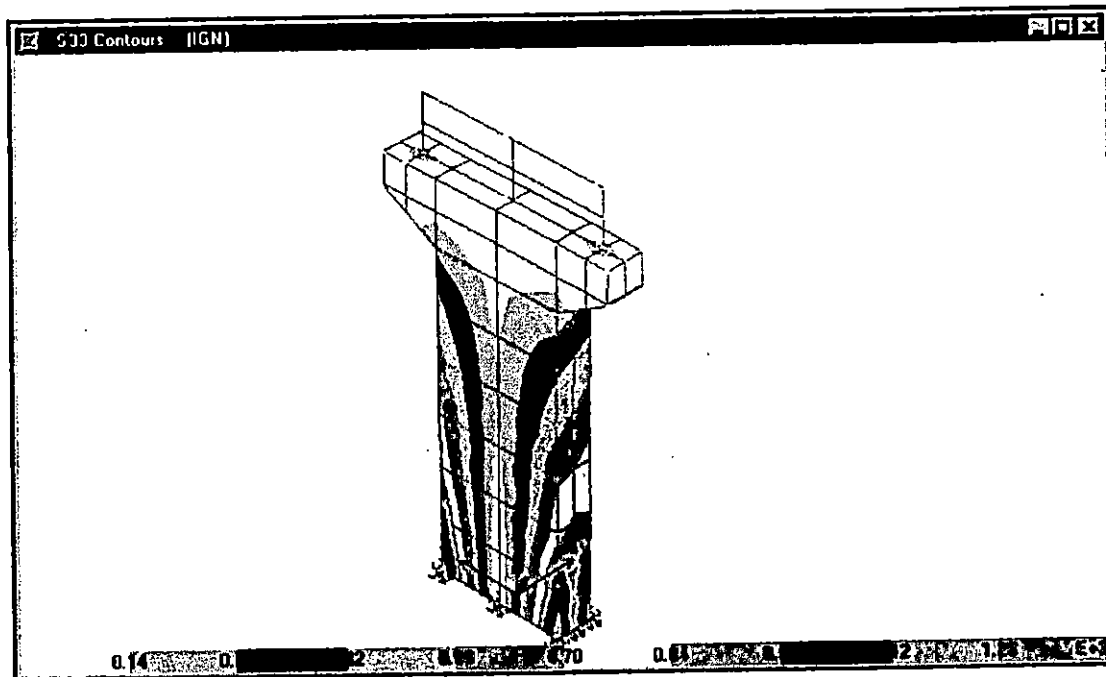
**TABLA No. 5.14 ESFUERZOS EN LA LOSA .**

**PUENTE DE CALIBRACION.**

**FIGURA No. 5.72 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.**

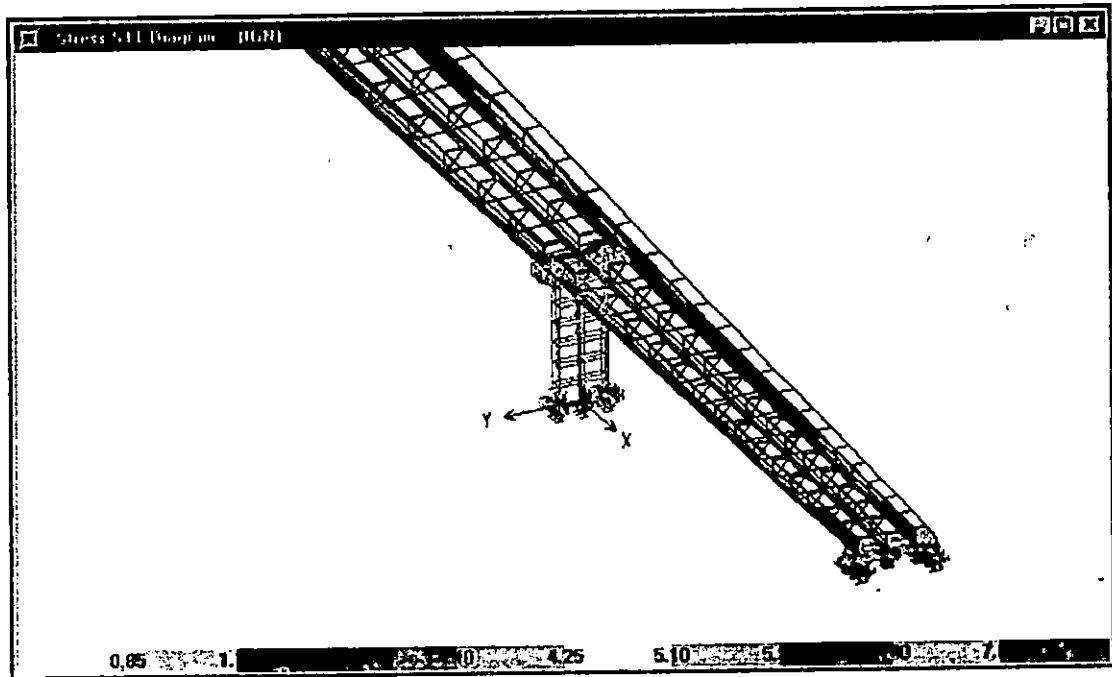


**A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**



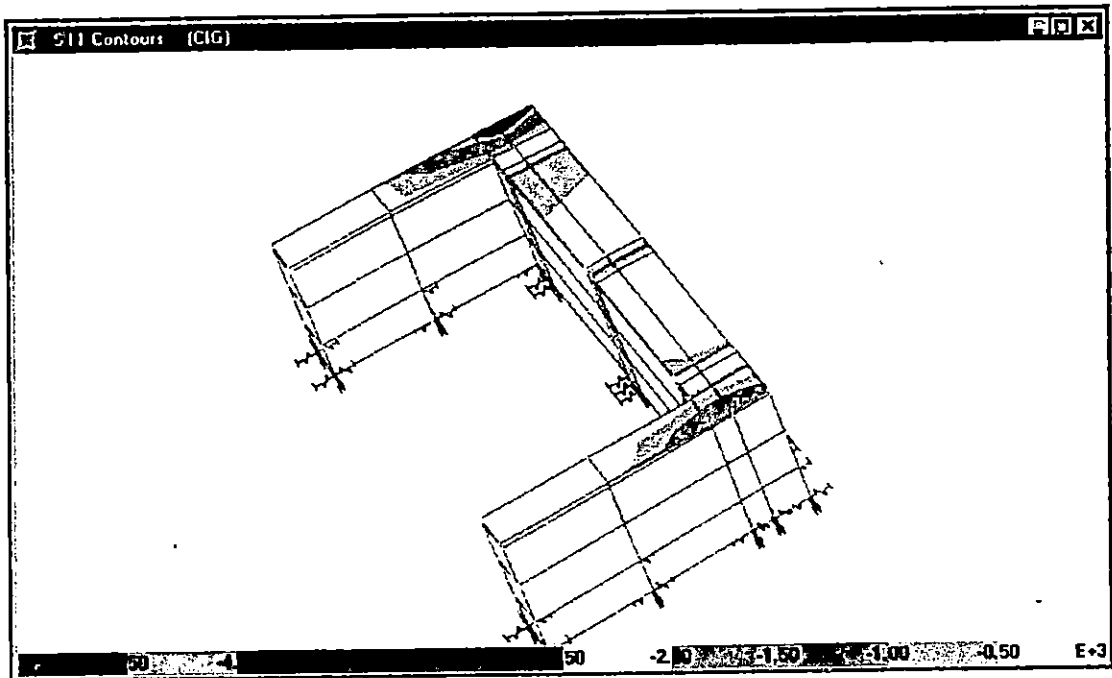
**B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

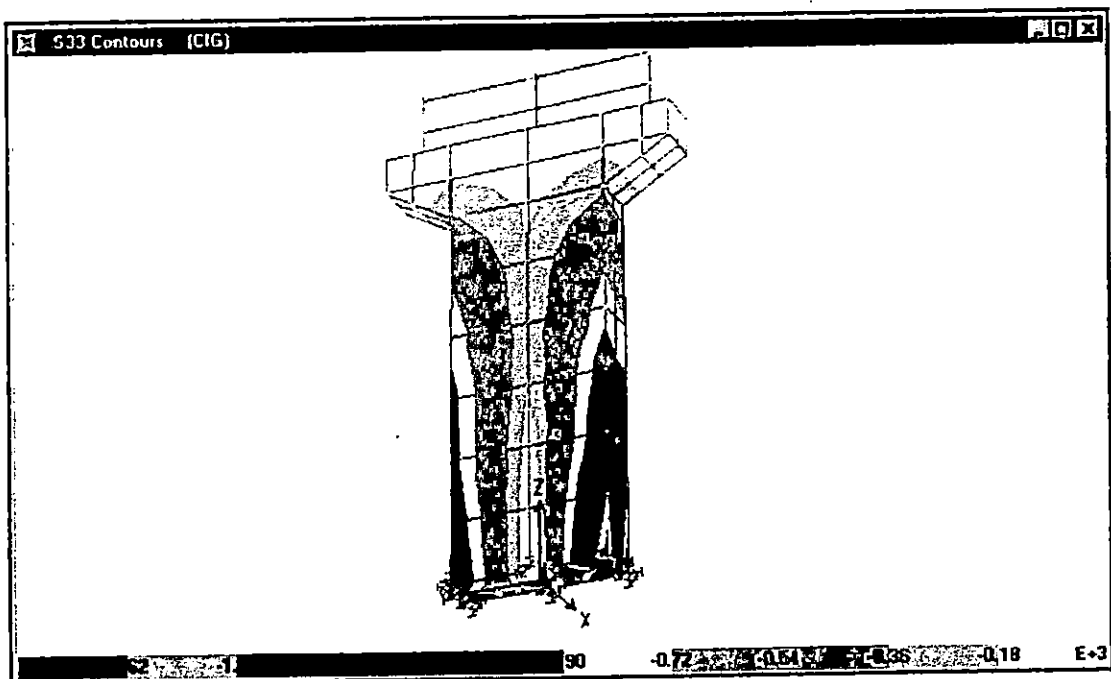


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.73 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

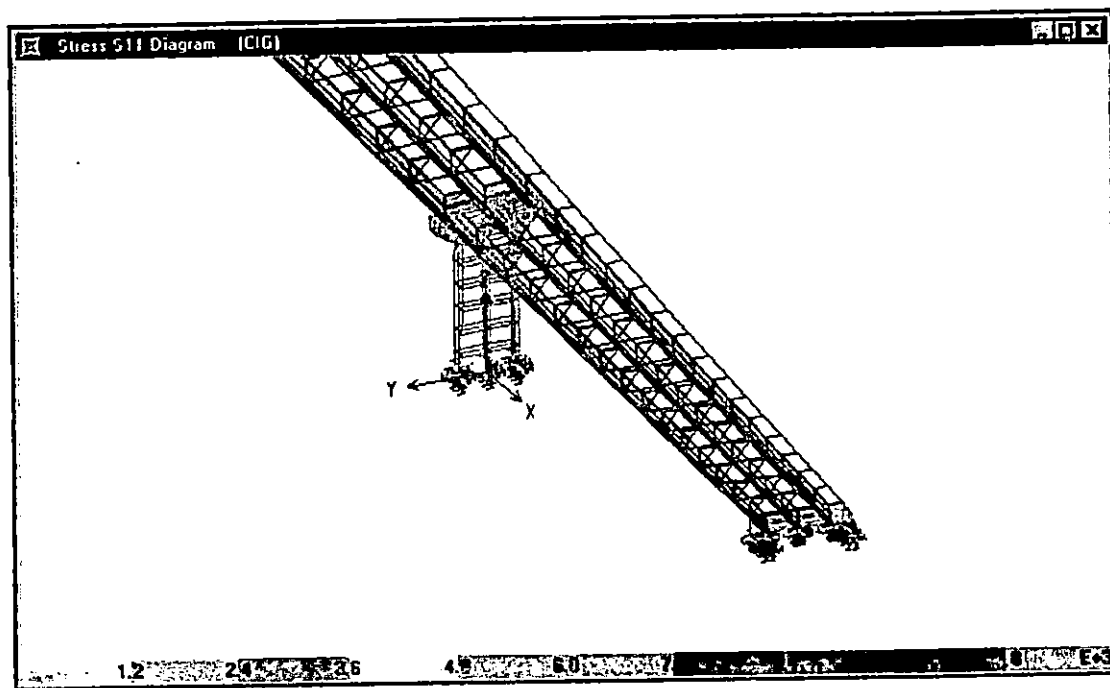


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



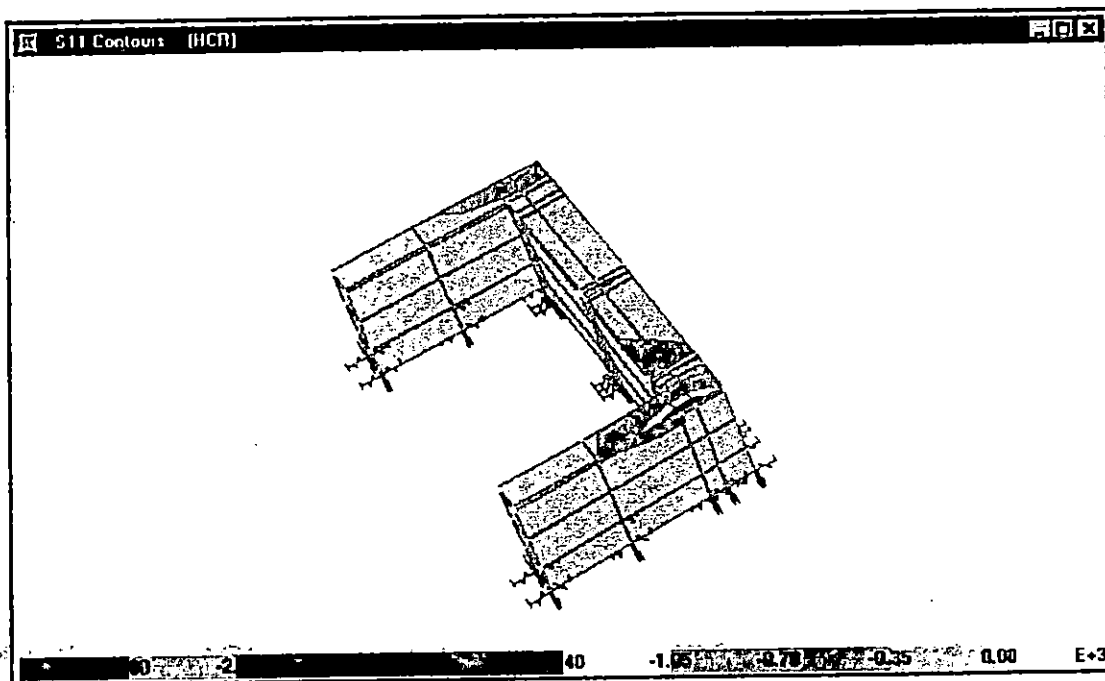
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

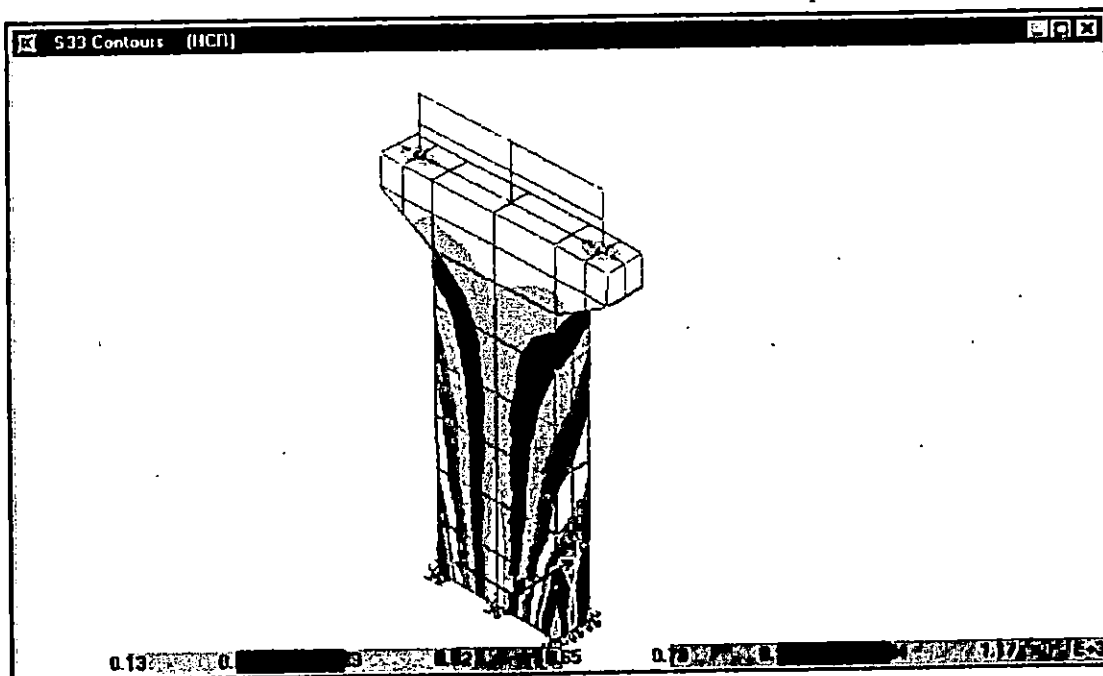


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.74 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

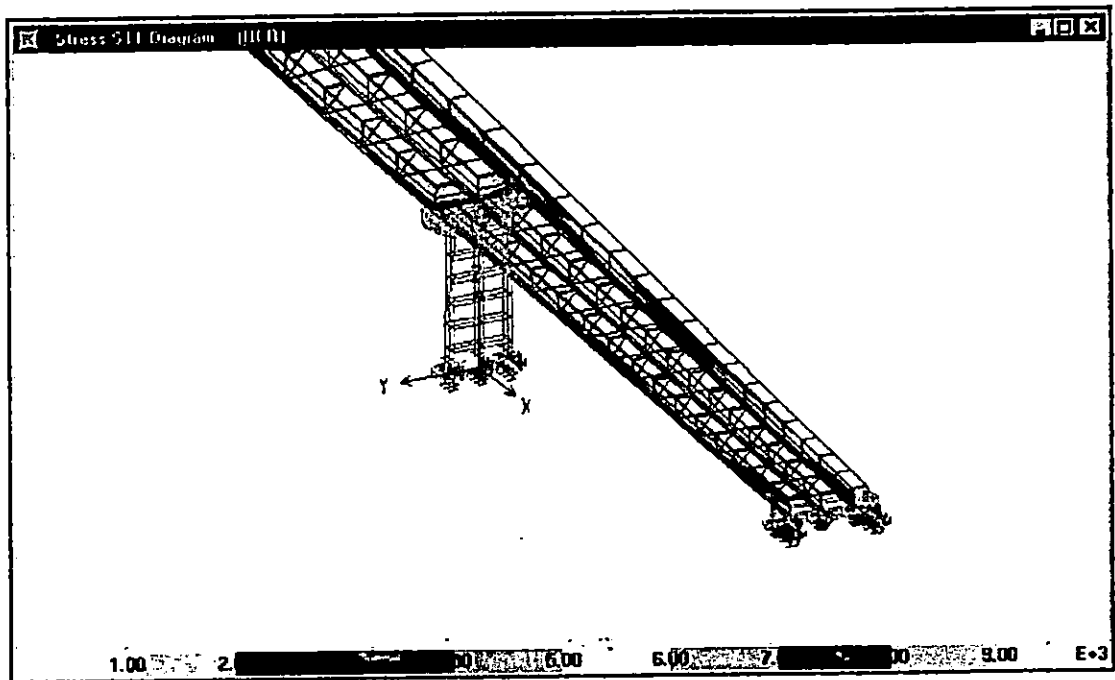


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



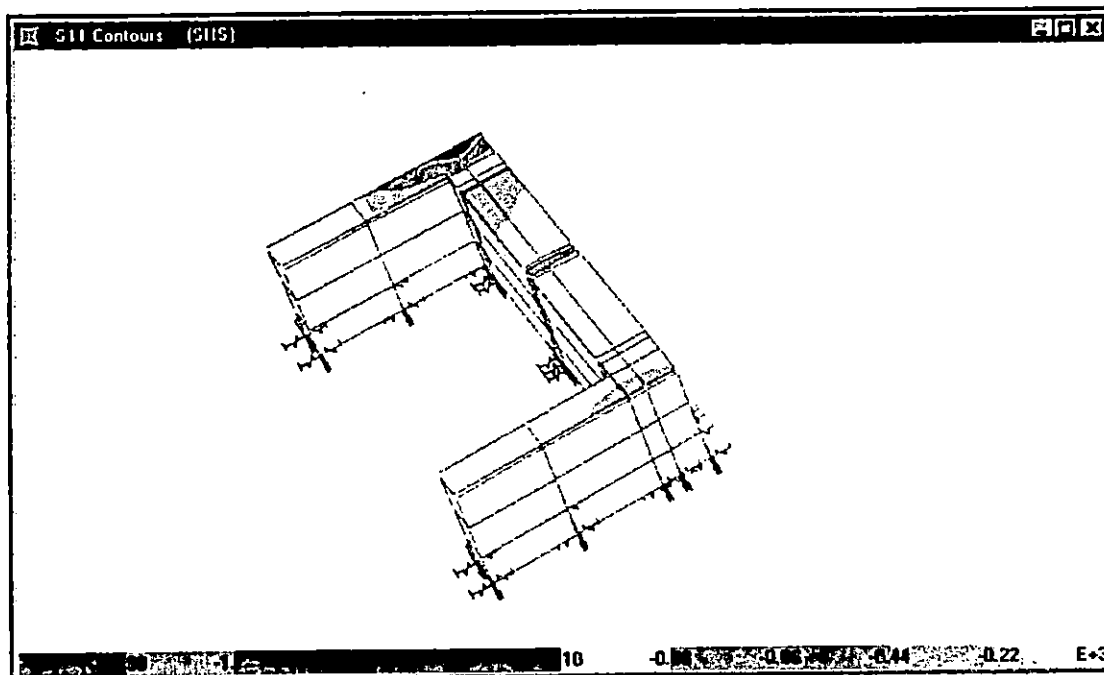
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR. (CONT)

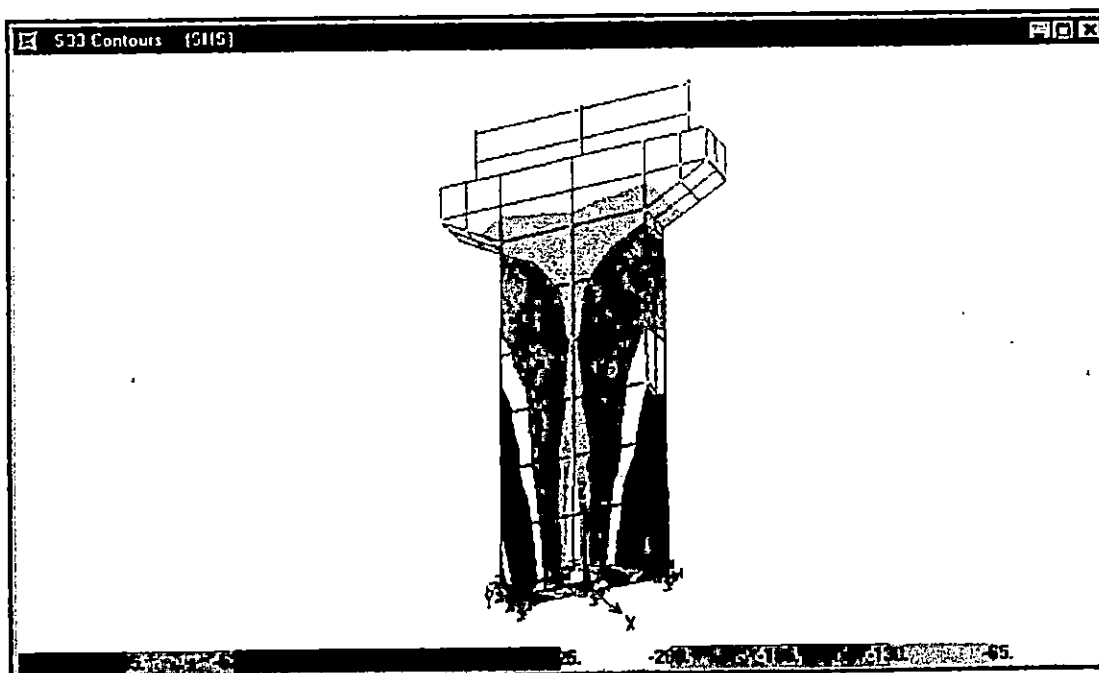


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.75 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL SHS.

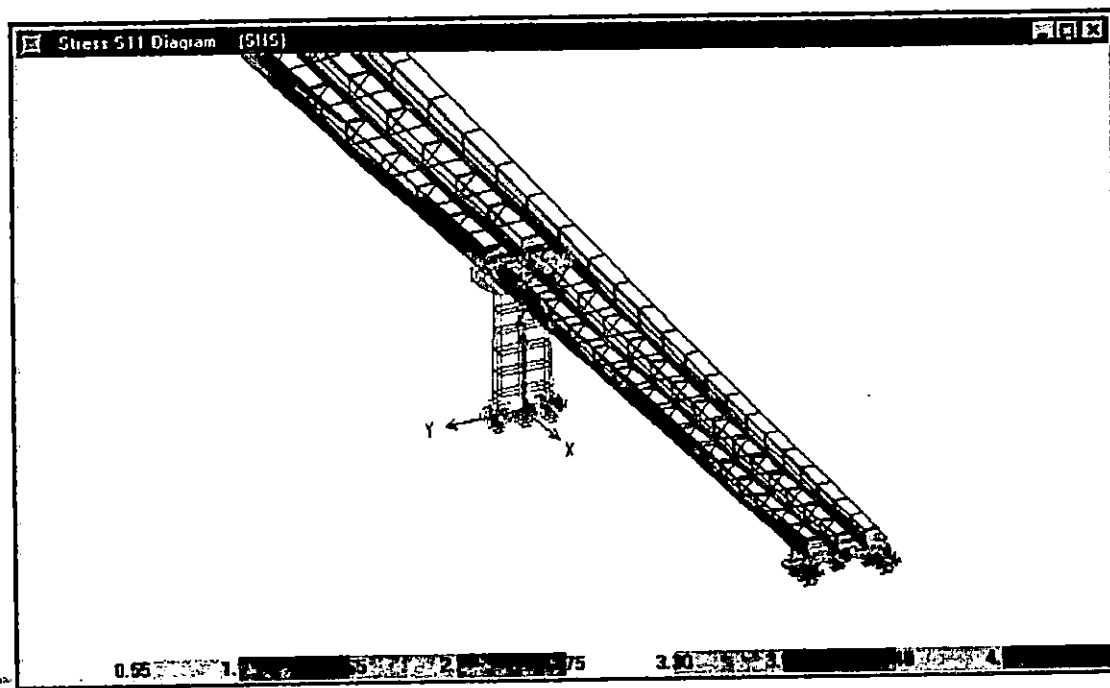


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



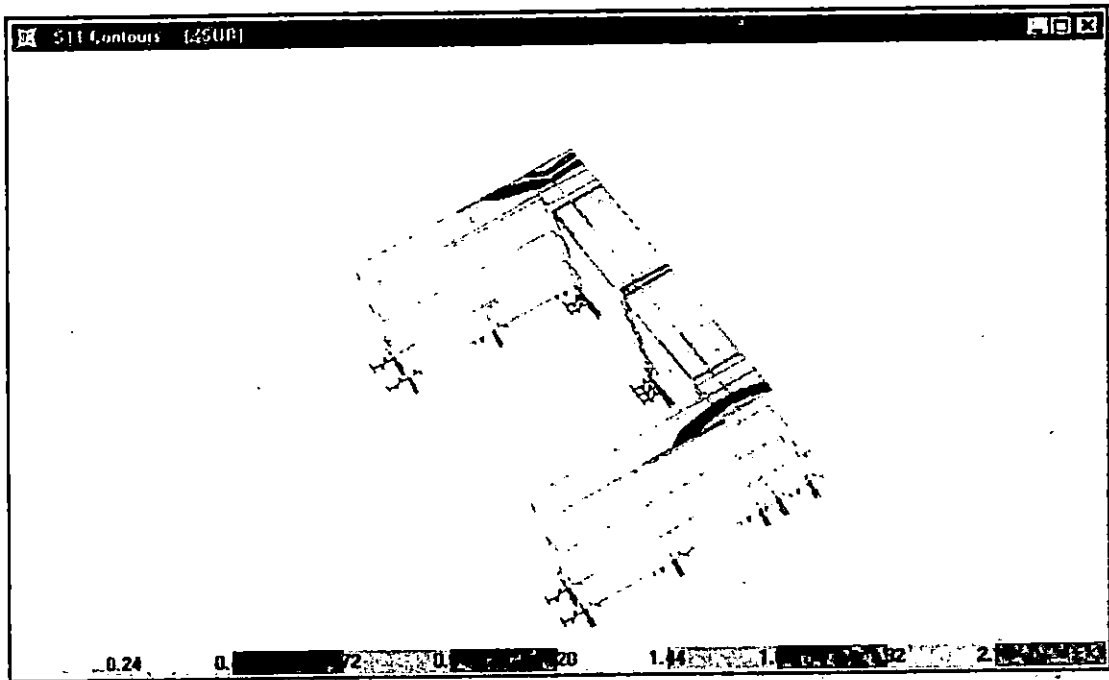
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL SHS. (CONT)

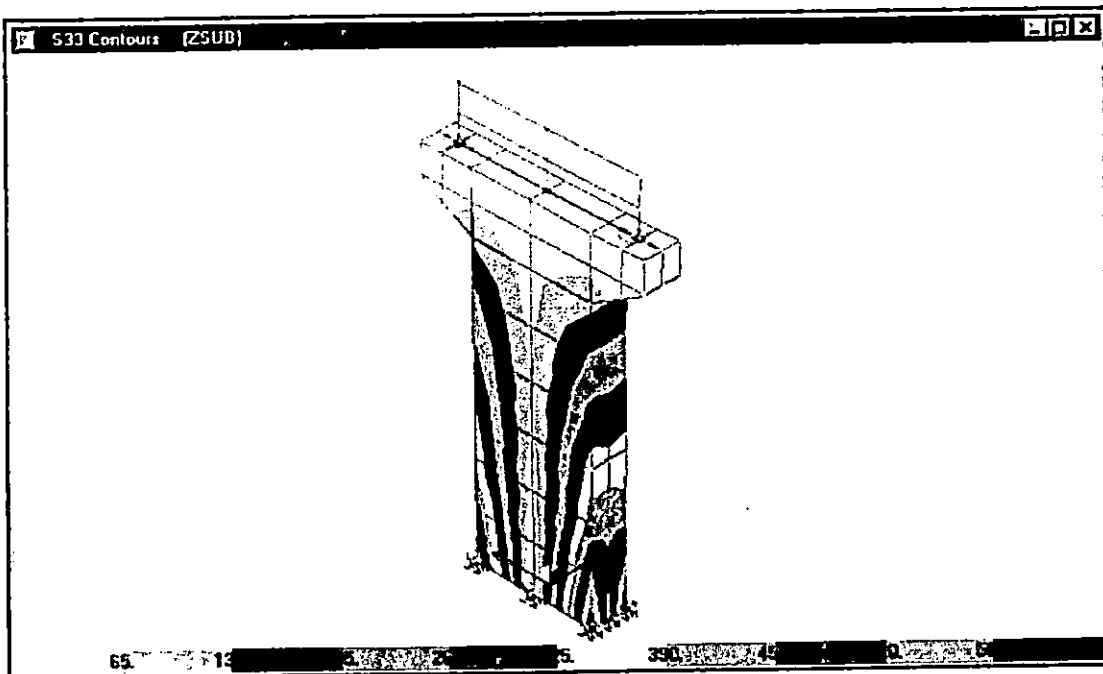


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.76 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

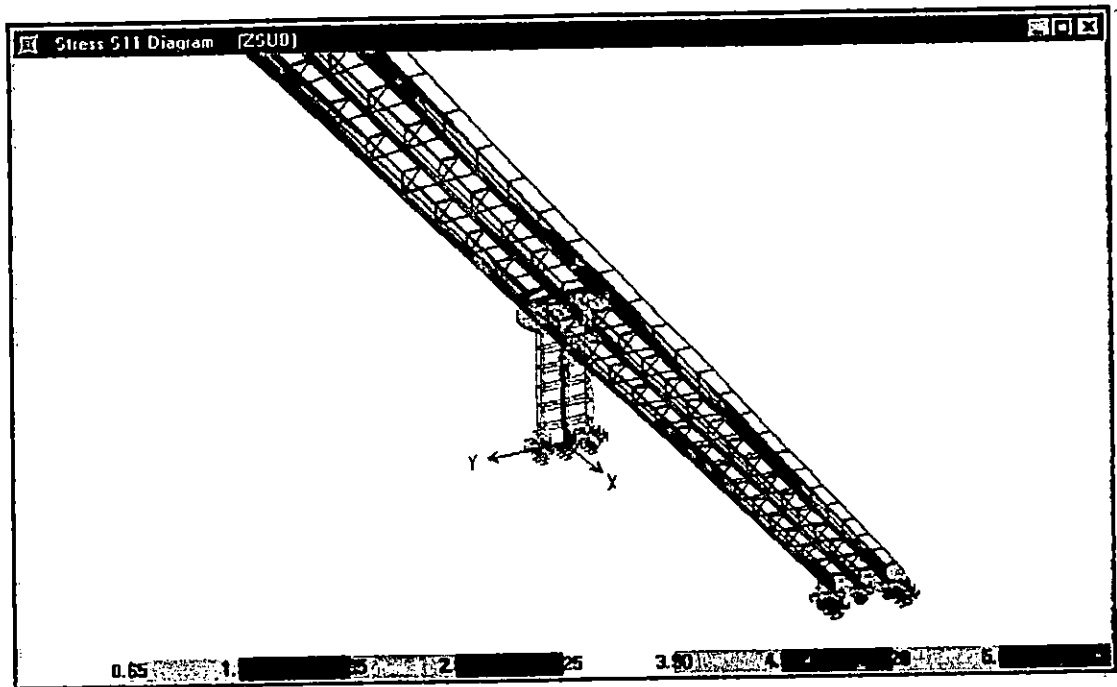


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



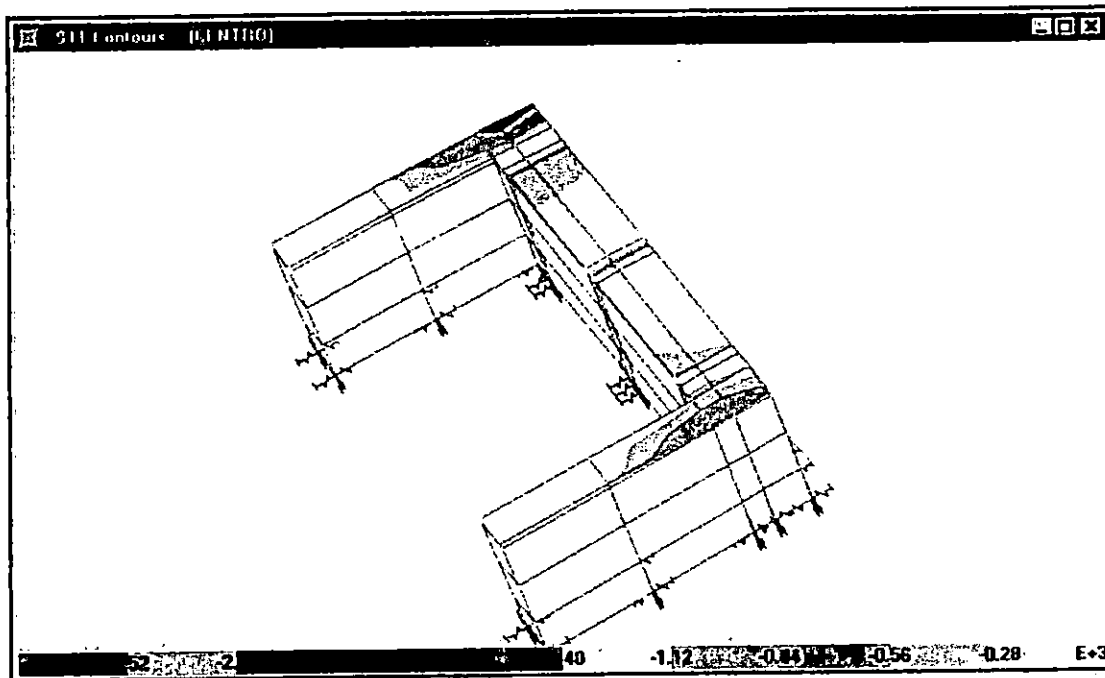
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

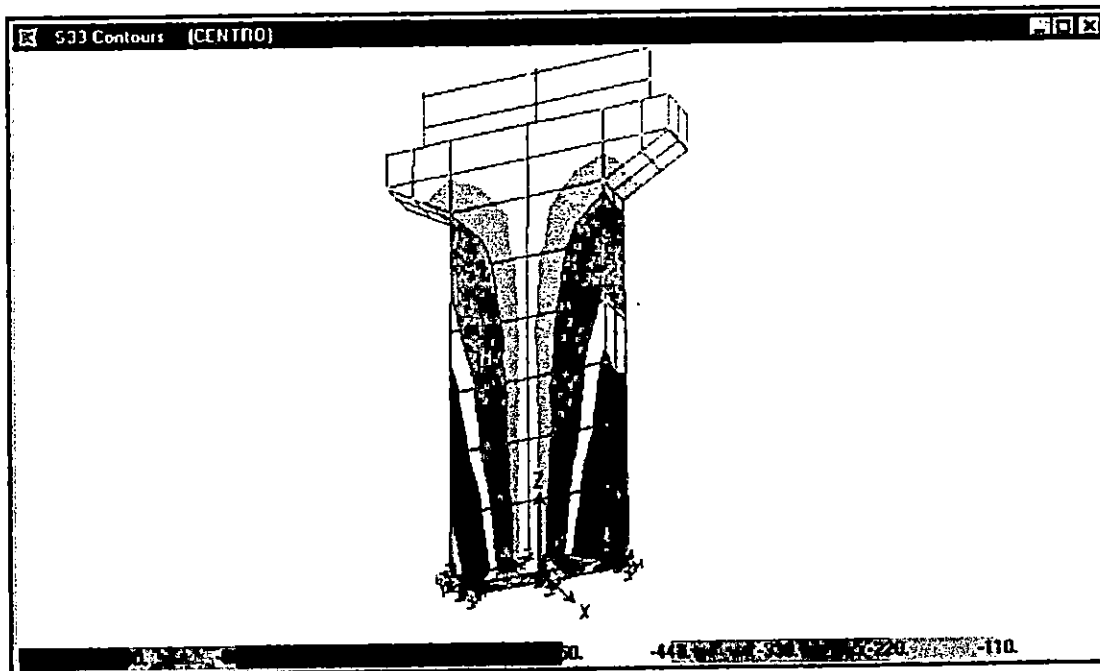


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.77 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.

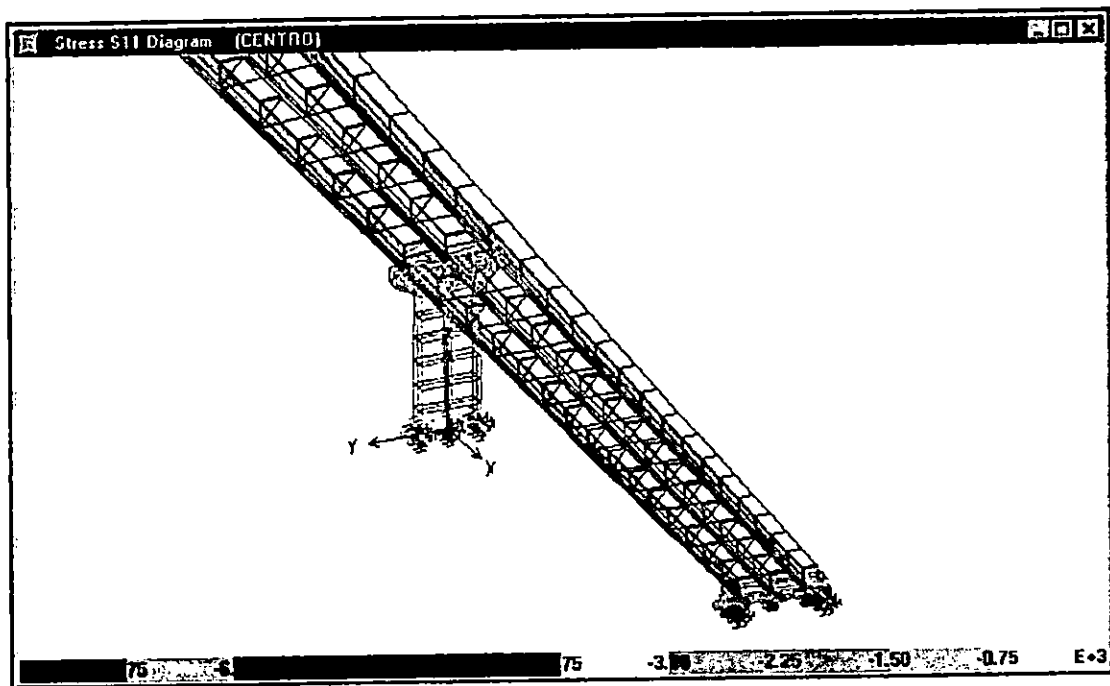


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



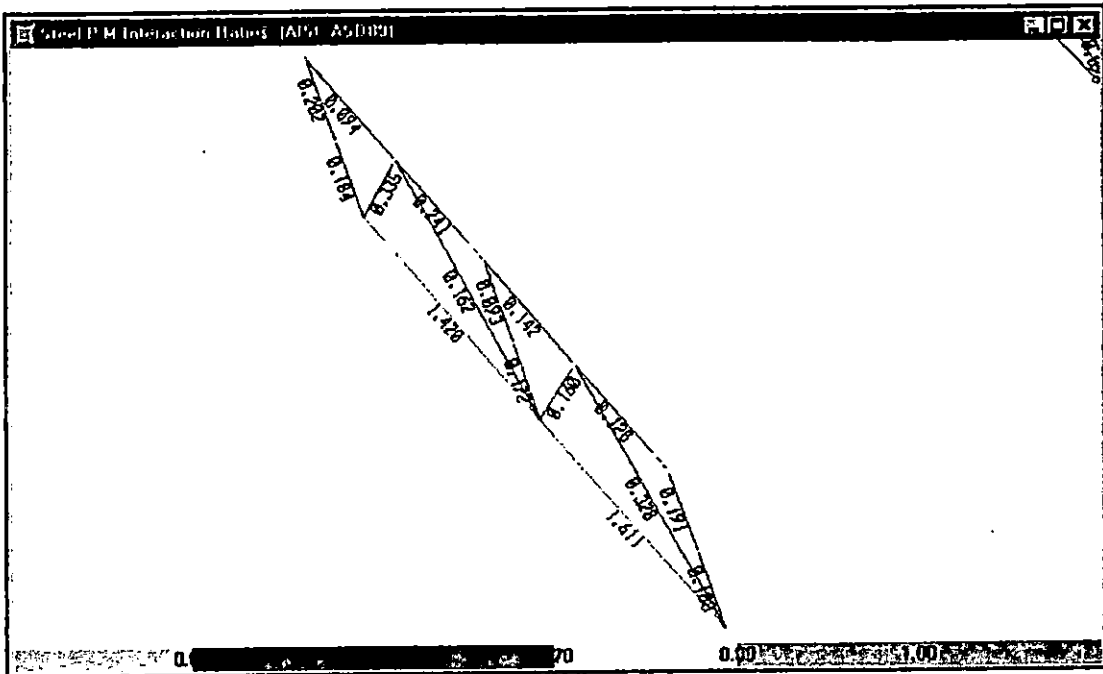
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO. (CONT)



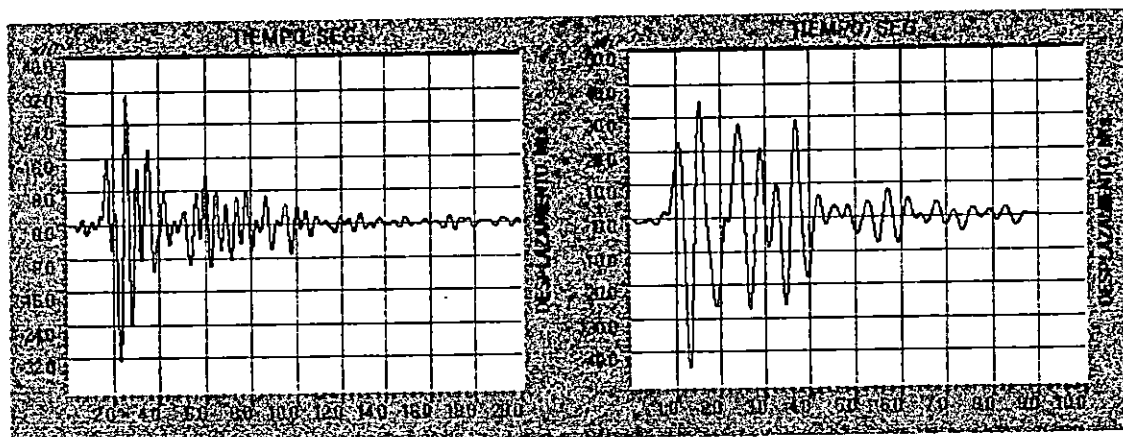
C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.78 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LOS ARRIOSTRAMIENTOS.



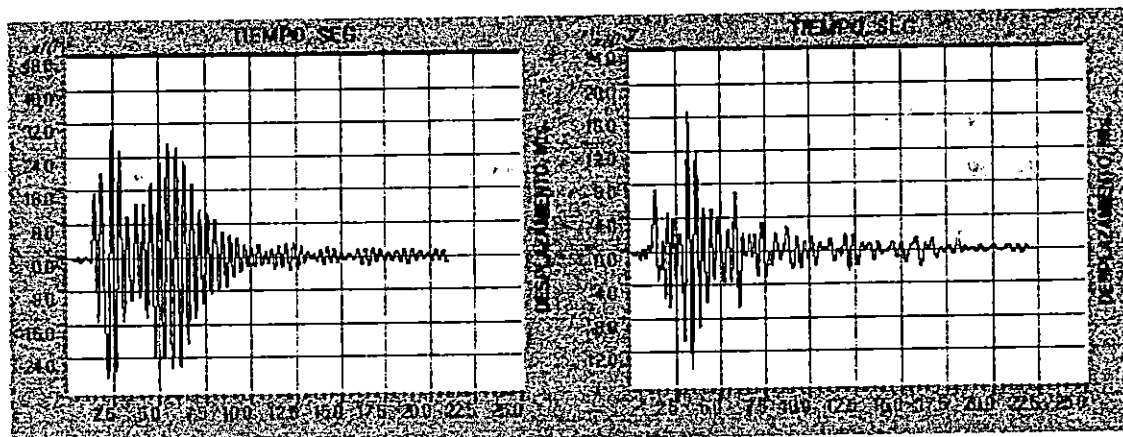
EL COLOR ROJO INDICA SOBRESFORZAMIENTO.

FIGURA No. 5.79 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



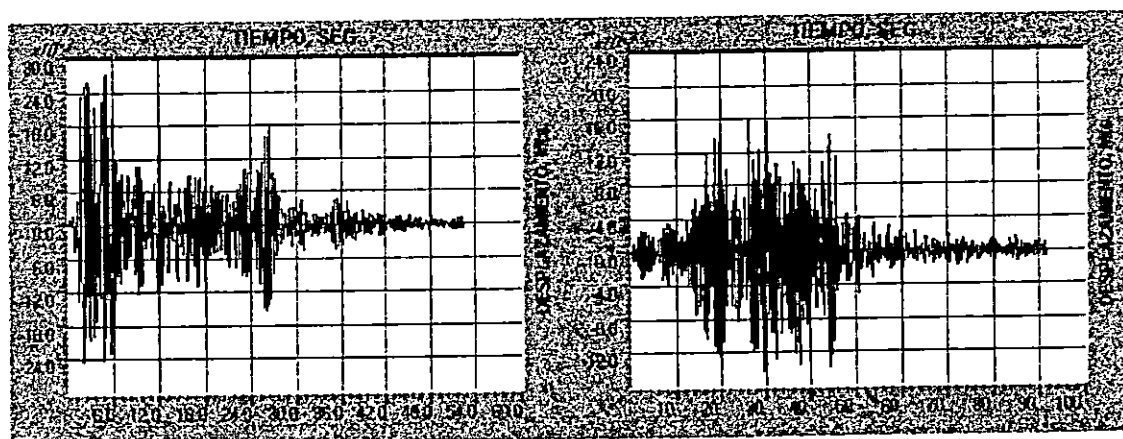
A. REGISTRO DE IGN.

B. REGISTRO DEL CIG.



C. REGISTRO DELHCR.

D. REGISTRO DEL HSH.



E. REGISTRO DE EL CENTRO.

F. REGISTRO DE LA ZSUB.

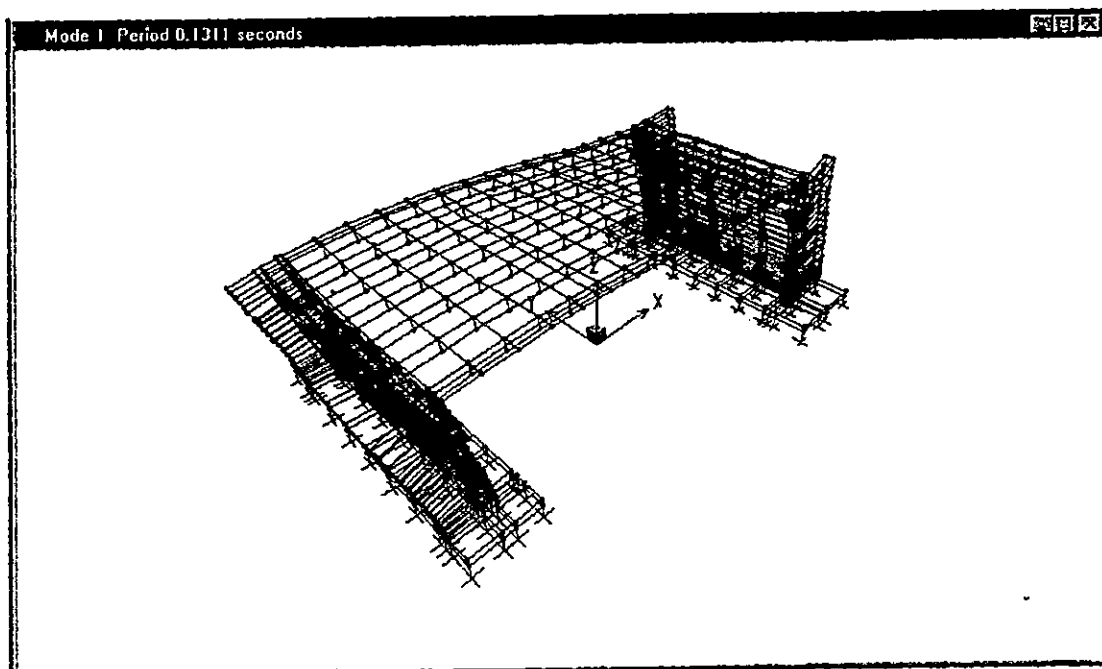
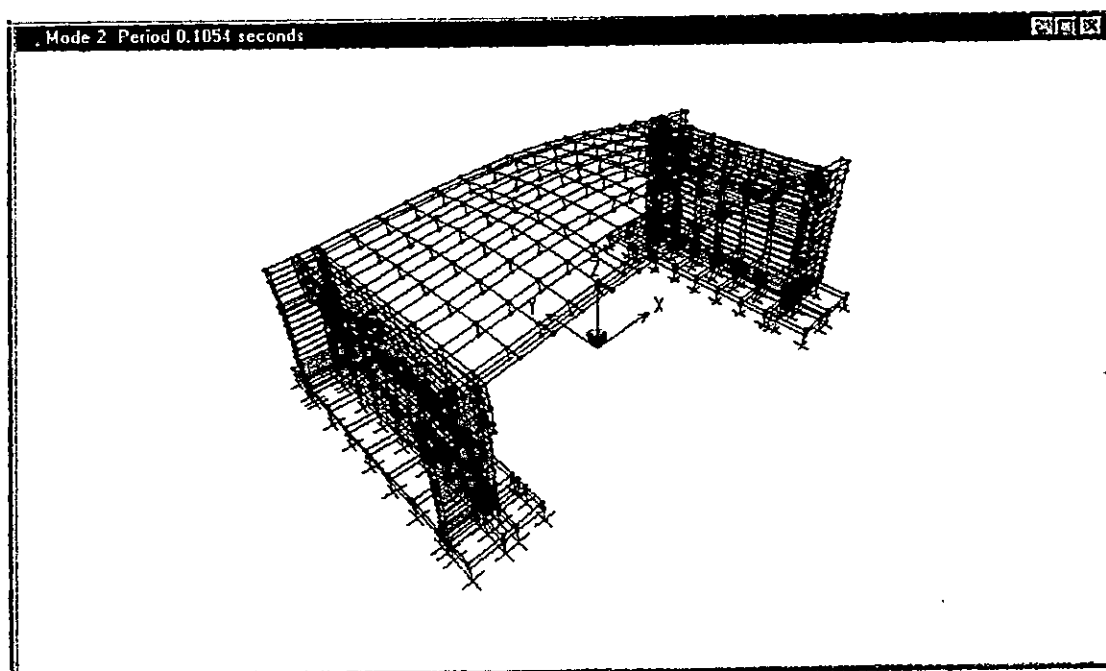
MODELO No.2 PUENTE MONSERRAT 59AVE.

ANALISIS LINEAL

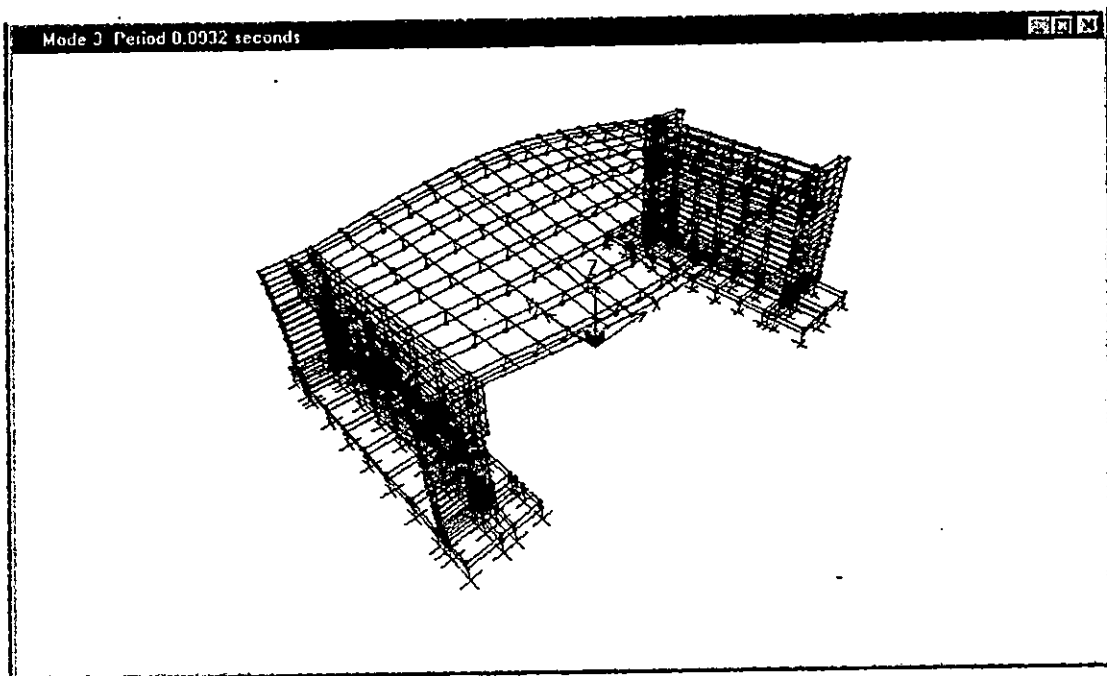
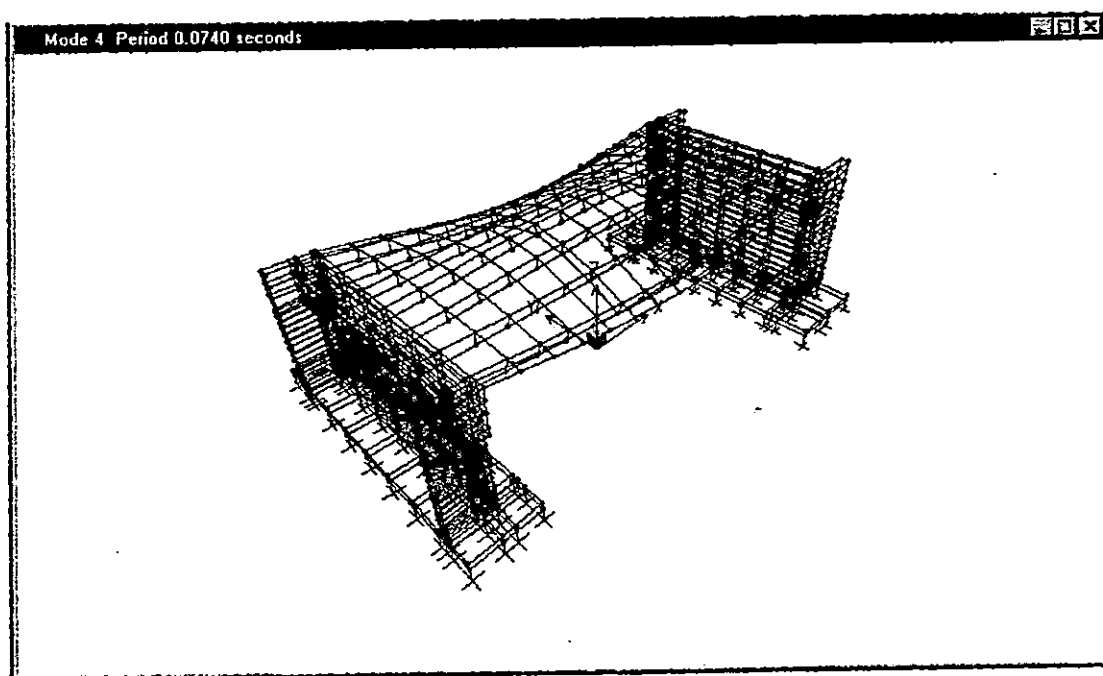
TABLA No. 5.15 RAZONES MODALES DE MASAS PARTICIPANTES.

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES ( PORCENTAJE )			SUMA ACUMULATIVA ( PORCENTAJE )		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.13111	71.3951	0.0000	0.7673	71.3951	0.0000	0.7673
2	0.10541	2.1320	0.0000	24.8566	73.5272	0.0000	25.6239
3	0.09321	0.0001	1.4559	0.0005	73.5273	1.4560	25.6243
4	0.07404	0.0036	0.0000	0.4701	73.5309	1.4560	26.0944
5	0.06012	0.0000	42.9081	0.0000	73.5309	44.3641	26.0944
6	0.05422	0.0000	10.1647	0.0000	73.5309	54.5288	26.0944
7	0.04774	0.0000	0.0595	0.0000	73.5309	54.5883	26.0944
8	0.04512	0.0127	0.0000	0.0584	73.5436	54.5883	26.1528
9	0.04269	0.0013	0.0000	0.0040	73.5449	54.5883	26.1568
10	0.04080	0.0000	1.4860	0.0000	73.5449	56.0743	26.1568
11	0.03648	2.3961	0.0000	0.0207	75.9410	56.0743	26.1776
12	0.03569	0.0000	0.1500	0.0000	75.9410	56.2243	26.1776
13	0.03367	0.0000	0.1536	0.0000	75.9410	56.3779	26.1776
14	0.03213	0.0000	0.0000	0.0004	75.9410	56.3779	26.1780
15	0.03130	0.0175	0.0000	0.0923	75.9585	56.3780	26.2703
16	0.03022	0.7053	0.0005	0.6766	76.6639	56.3784	26.9469
17	0.02998	0.0001	2.0571	0.0001	76.6639	58.4355	26.9471
18	0.02943	0.0458	0.0103	0.2528	76.7098	58.4459	27.1999
19	0.02941	0.0014	0.5613	0.0047	76.7112	59.0072	27.2046
20	0.02764	0.0000	6.1697	0.0000	76.7112	65.1769	27.2046

FIGURA No. 5.80 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE MONTSERRAT.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1311$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1054$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE MONTSERRAT. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.0932$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.0740$  Seg.

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO SUR.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.15 - 0.18	0.105 - 0.14	0.98 - 1.12	0.064 - 0.08	0.198	0.14 - 0.175
HIST min*	IGN	0.175 - 0.14	0.15 - 0.12	1.08 - 0.96	0.08 - 0.064	0.20 - 0.171	0.21 - 0.175
HIST max	CIG	0.225 - 0.27	0.135 - 0.18	1.12 - 1.26	0.078 - 0.104	0.192 - 0.216	0.15 - 0.20
HIST min*	CIG	0.22 - 0.265	0.14 - 0.105	1.35 - 1.20	0.104 - 0.078	0.224 - 0.196	0.20 - 0.15
HIST max	HCR	0.168 - 0.192	0.095 - 0.114	0.72 - 0.81	0.052 - 0.065	0.112 - 0.126	0.13 - 0.156
HIST min*	HCR	0.133 - 0.114	0.10 - 0.075	0.88 - 0.77	0.072 - 0.06	0.17 - 0.153	0.12 - 0.096
HIST max	HSB	0.50 - 0.60	0.24 - 0.32	1.12 - 1.28	0.175 - 0.20	0.245 - 0.28	0.20 - 0.25
HIST min*	HSB	0.63 - 0.54	0.30 - 0.225	1.44 - 1.28	0.20 - 0.175	0.27 - 0.24	0.30 - 0.25
HIST max	ZSUB	0.24 - 0.30	0.15 - 0.20	0.70 - 0.80	0.105 - 0.102	0.126 - 0.14	0.10 - 0.125
HIST min*	ZSUB	0.36 - 0.30	0.20 - 0.15	0.80 - 0.70	0.135 - 0.12	0.133 - 0.114	0.125 - 0.10
HIST max	ELCENTRO	0.24 - 0.30	0.20 - 0.25	1.33 - 1.52	0.112 - 0.14	0.21 - 0.24	0.22 - 0.275
HIST min*	ELCENTRO	0.30 - 0.24	0.25 - 0.20	1.80 - 1.60	0.14 - 0.112	0.315 - 0.28	0.30 - 0.25

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.16 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.21 - 0.24	0.14 - 0.175	0.70 - 0.84	0.08 - 0.096	0.11 - 0.132	0.175 - 0.21
HIST min*	IGN	0.315 - 0.28	0.18 - 0.15	1.08 - 0.96	0.096 - 0.08	0.114 - 0.95	0.21 - 0.175
HIST max	CIG	0.315 - 0.36	0.225 - 0.027	0.98 - 1.12	0.13 - 0.156	0.12 - 0.144	0.25 - 0.30
HIST min*	CIG	0.44 - 0.385	0.21 - 0.175	1.35 - 1.20	0.156 - 0.13	0.168 - 0.14	0.30 - 0.25
HIST max	HCR	0.168 - 0.192	0.095 - 0.114	0.63 - 0.72	0.052 - 0.065	0.098 - 0.112	0.104 - 0.13
HIST min*	HCR	0.152 - 0.133	0.125 - 0.10	0.77 - 0.66	0.072 - 0.060	0.085 - 0.068	0.12 - 0.096
HIST max	HSH	0.50 - 0.60	0.40 - 0.48	0.96 - 1.12	0.04 - 0.06	0.175 - 0.21	0.20 - 0.25
HIST min*	HSH	0.72 - 0.63	0.45 - 0.375	0.96 - 0.80	0.066 - 0.044	0.21 - 0.18	0.25 - 0.20
HIST max	ZSUB	0.24 - 0.30	0.25 - 0.30	0.70 - 0.80	0.105 - 0.12	0.126 - 0.144	0.10 - 0.125
HIST min*	ZSUB	0.36 - 0.30	0.25 - 0.20	0.40 - 0.30	0.135 - 0.12	0.152 - 0.133	0.125 - 0.10
HIST max	ELCENTRO	0.36 - 0.42	0.25 - 0.30	0.57 - 0.76	0.14 - 0.168	0.15 - 0.18	0.275 - 0.33
HIST min*	ELCENTRO	0.12 - 0.18	0.30 - 0.25	0.80 - 0.60	0.168 - 0.14	0.175 - 0.14	0.35 - 0.30

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.17 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^6$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.076 - 0.095	0.112 - 0.140	0.070 - 0.084	0.0039 - 0.0052	0.0018 - 0.0023
HIST min*	IGN	0.108 - 0.090	0.150 - 0.125	0.078 - 0.084	0.006 - 0.0045	0.0023 - 0.0018
HIST max	CIG	0.100 - 0.125	0.210 - 0.245	0.072 - 0.096	0.006 - 0.008	0.0021 - 0.0028
HIST min*	CIG	0.150 - 0.120	0.225 - 0.180	0.110 - 0.088	0.0064 - 0.0048	0.0028 - 0.0021
HIST max	HCR	0.068 - 0.085	0.100 - 0.125	0.044 - 0.055	0.0033 - 0.0044	0.0012 - 0.0016
HIST min*	HCR	0.084 - 0.072	0.136 - 0.119	0.060 - 0.048	0.003 - 0.002	0.0018 - 0.0014
HIST max	HSH	0.076 - 0.095	0.112 - 0.140	0.056 - 0.070	0.0042 - 0.0056	0.0015 - 0.002
HIST min*	HSH	0.090 - 0.072	0.130 - 0.104	0.075 - 0.060	0.0048 - 0.0032	0.002 - 0.0015
HIST max	ZSUB	0.039 - 0.046	0.040 - 0.050	0.025 - 0.030	0.0015 - 0.002	0.0008 - 0.0006
HIST min*	ZSUB	0.192 - 0.168	0.050 - 0.040	0.0084 - 0.0072	0.0015 - 0.002	0.0009 - 0.0007
HIST max	ELCENTRO	0.280 - 0.315	0.200 - 0.250	0.120 - 0.144	0.0072 - 0.0096	0.003 - 0.0038
HIST min*	ELCENTRO	0.315 - 0.280	0.250 - 0.200	0.144 - 0.120	0.0096 - 0.0072	0.003 - 0.0023

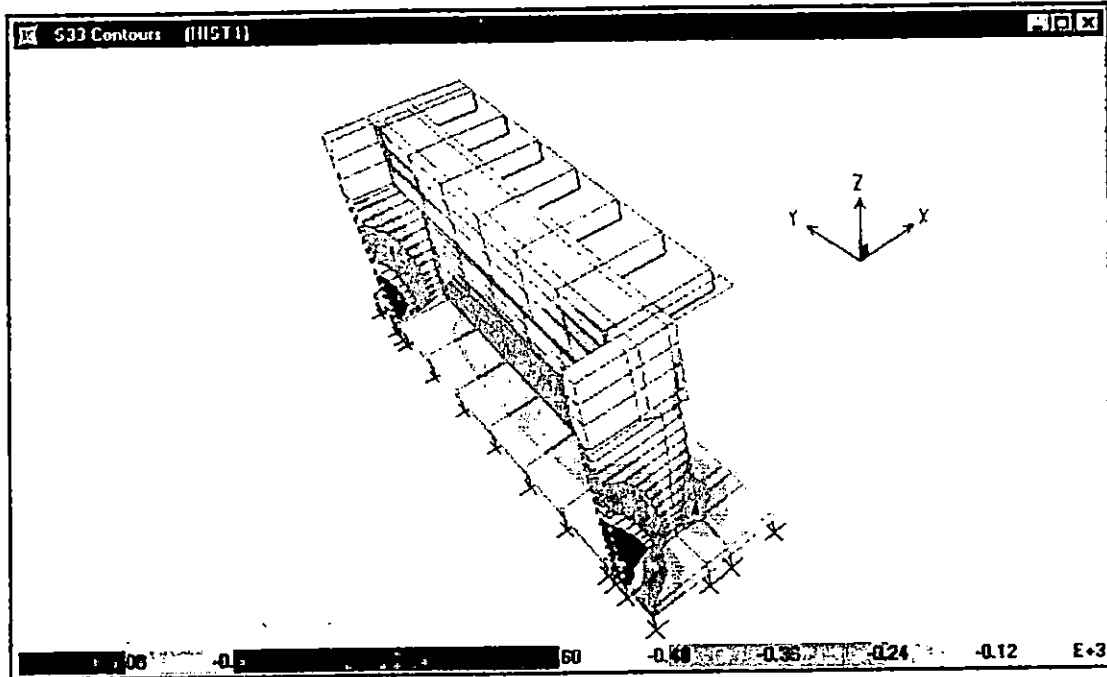
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DE EL CENTRO.

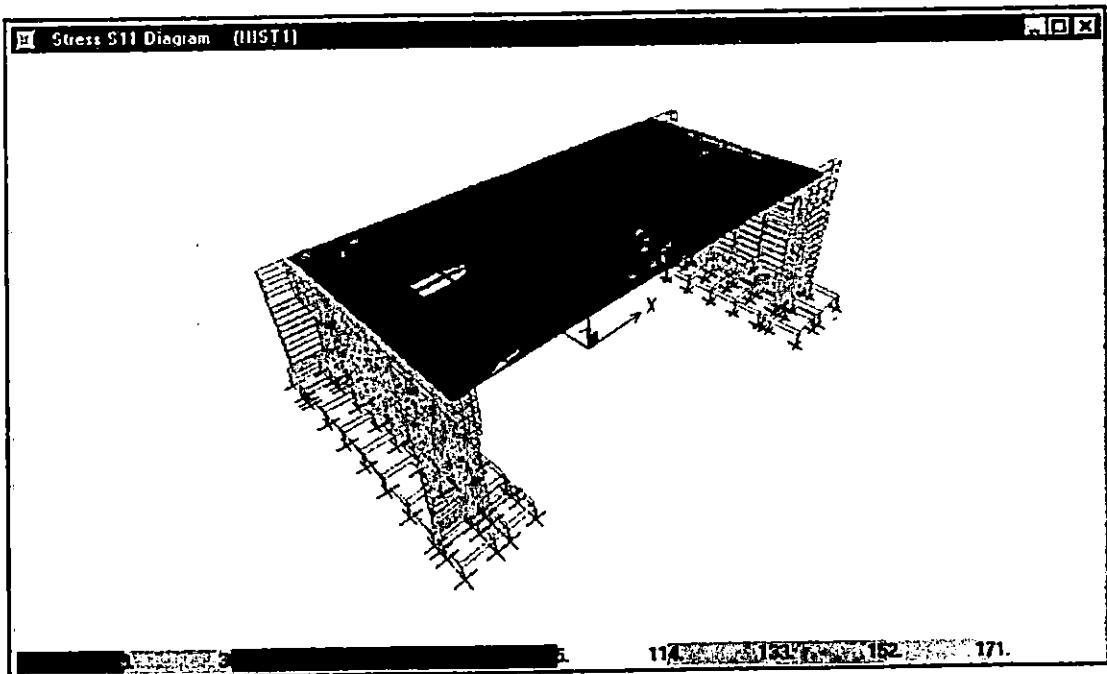
**TABLA No. 5.18 ESFUERZOS EN LA LOSA.**

PUENTE MONTSERRAT – 59ª AVENIDA.

FIGURA No. 5.81 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.

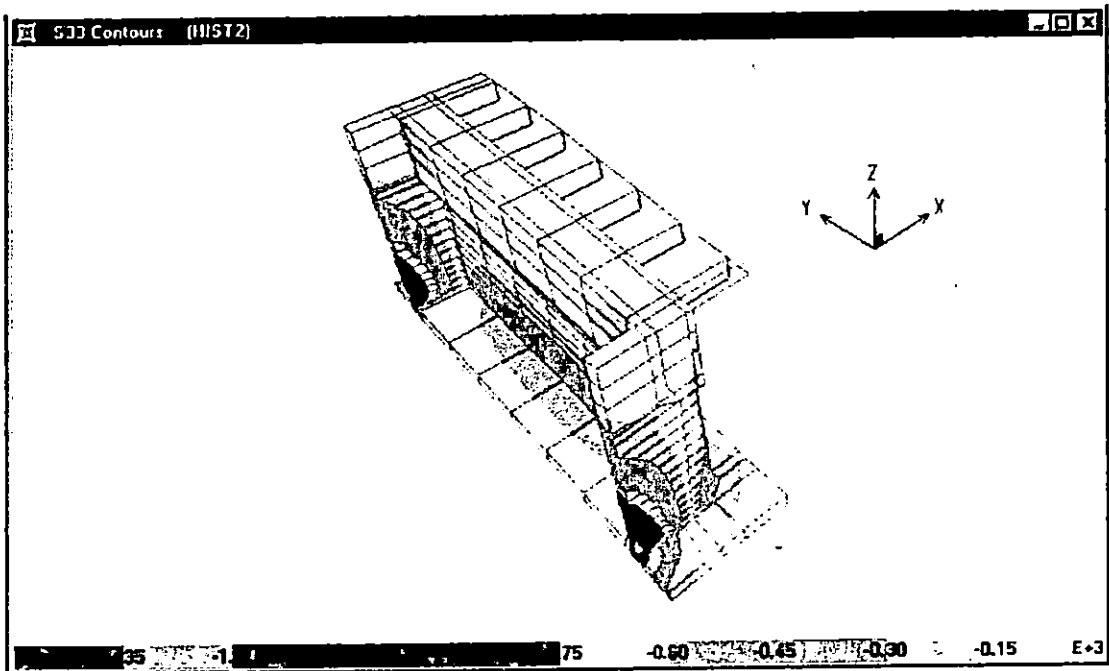


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

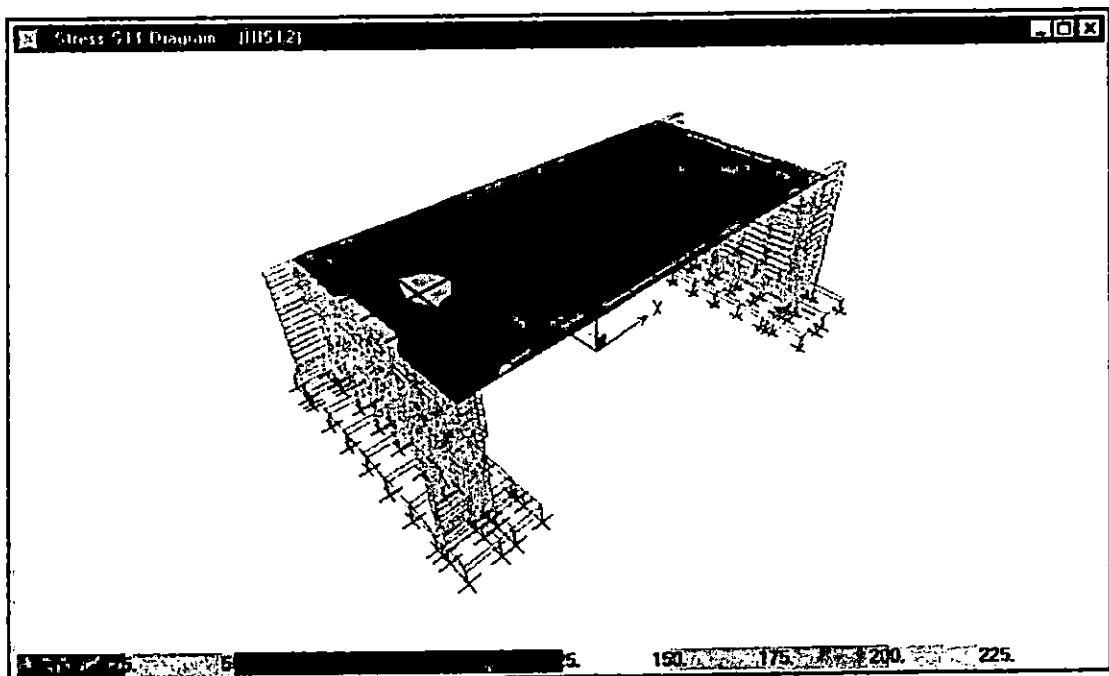


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.82 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

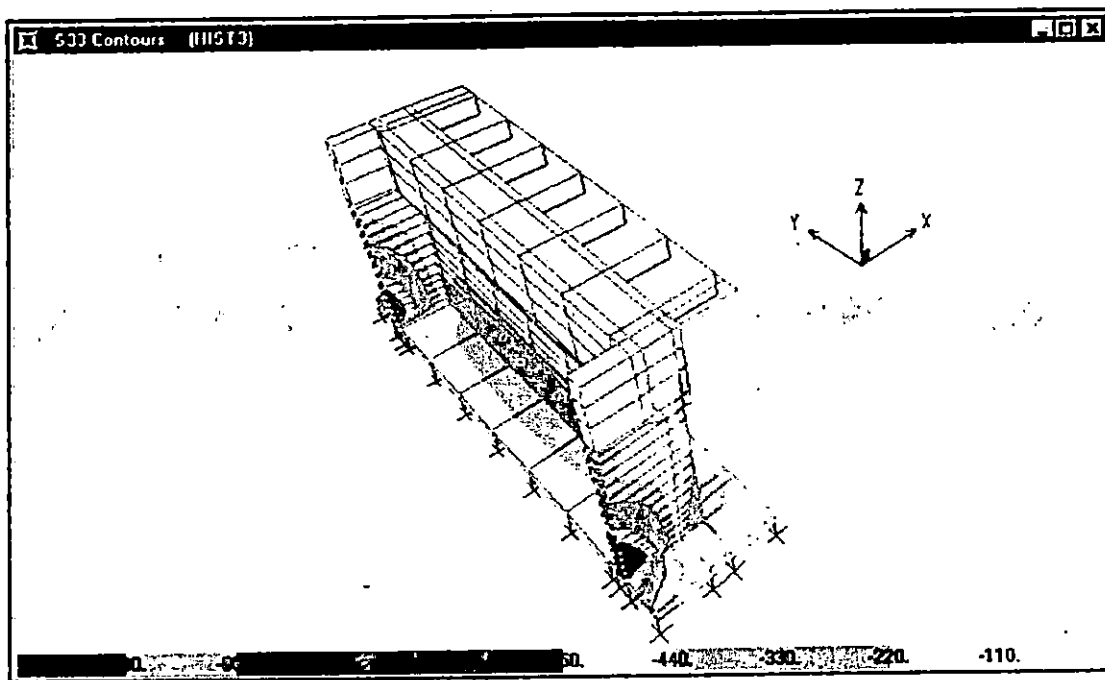


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

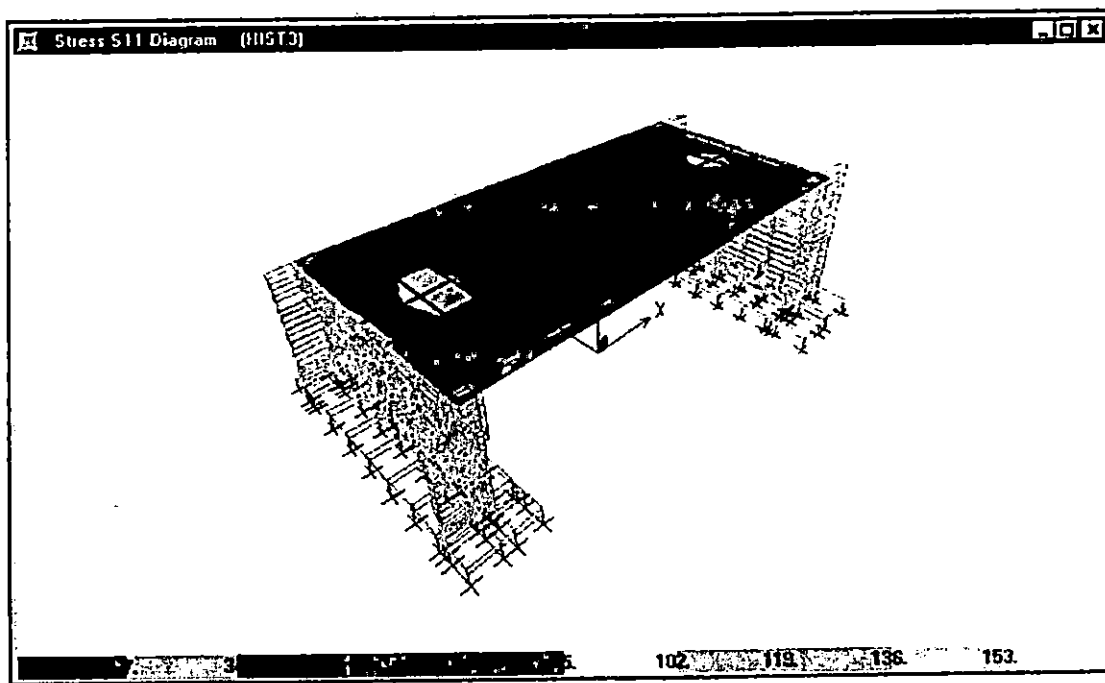


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.83 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

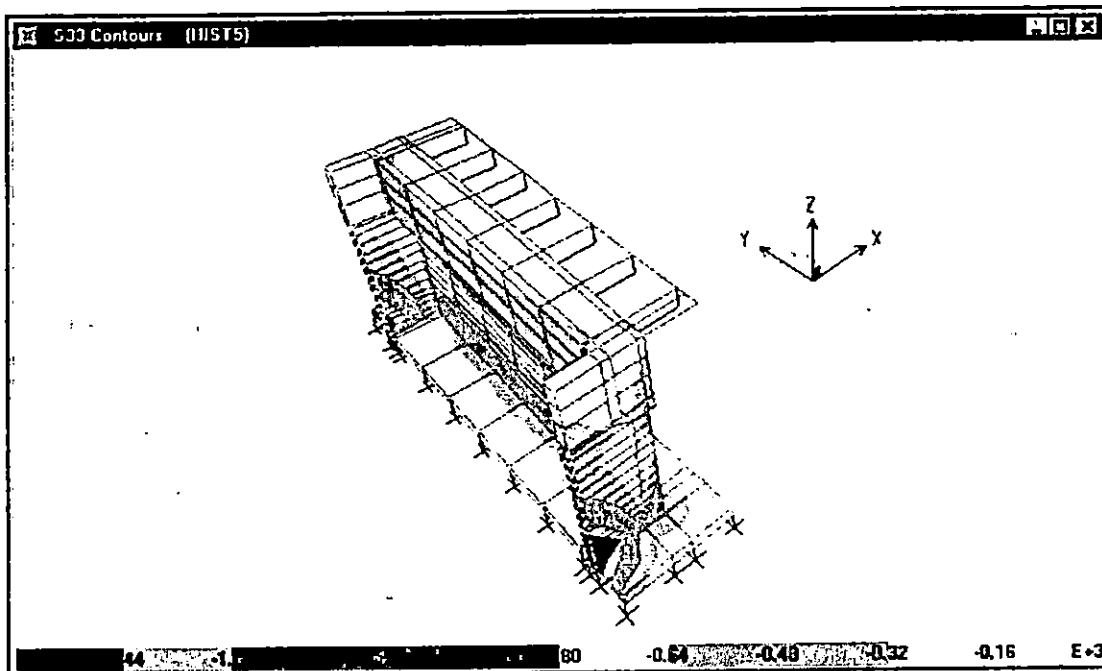


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

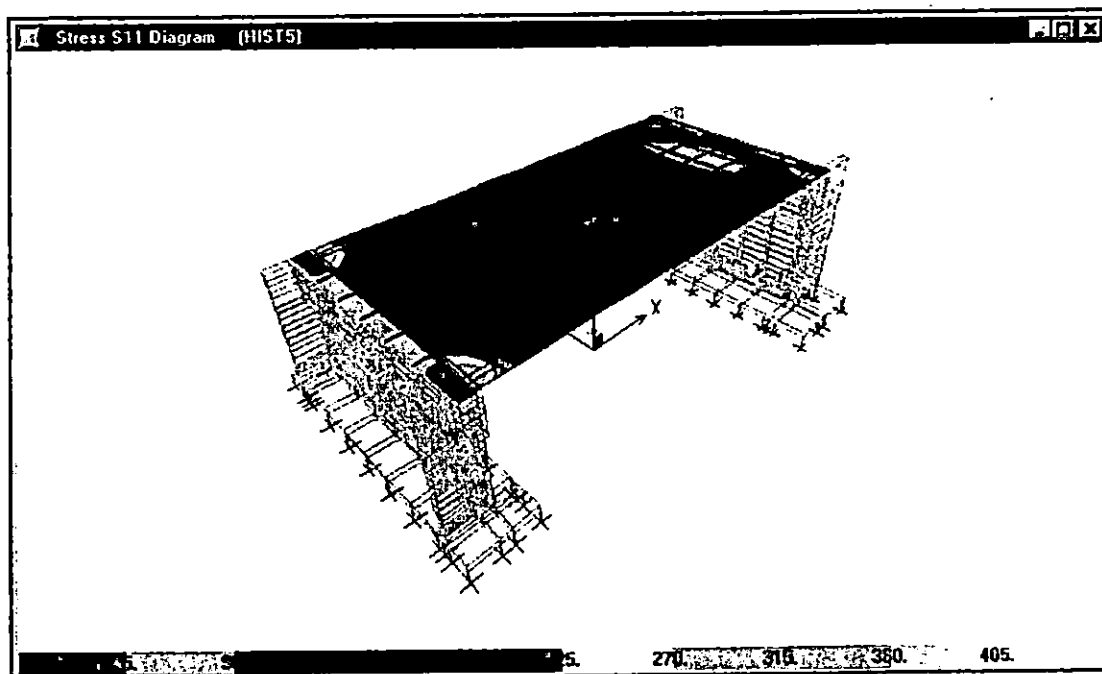


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.84 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH.

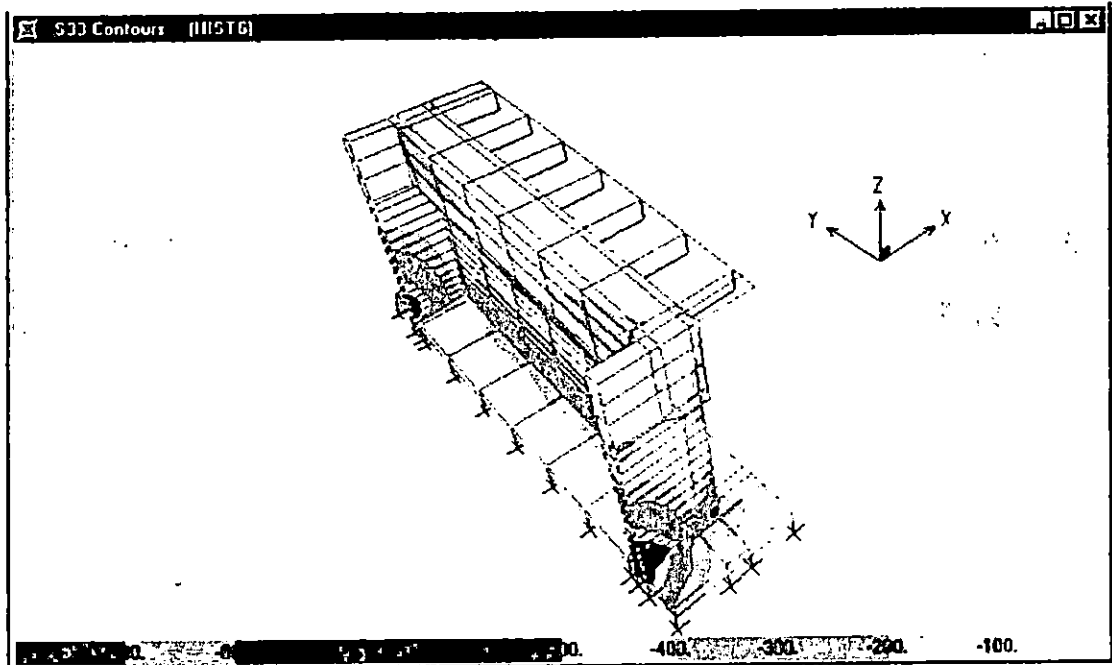


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

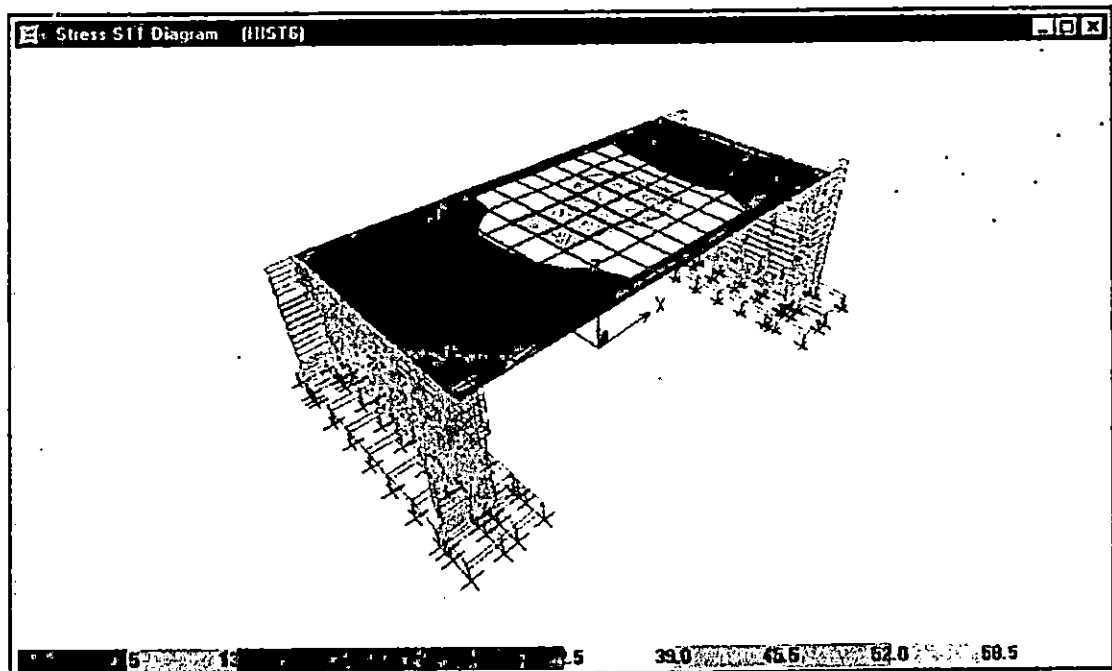


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.85 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

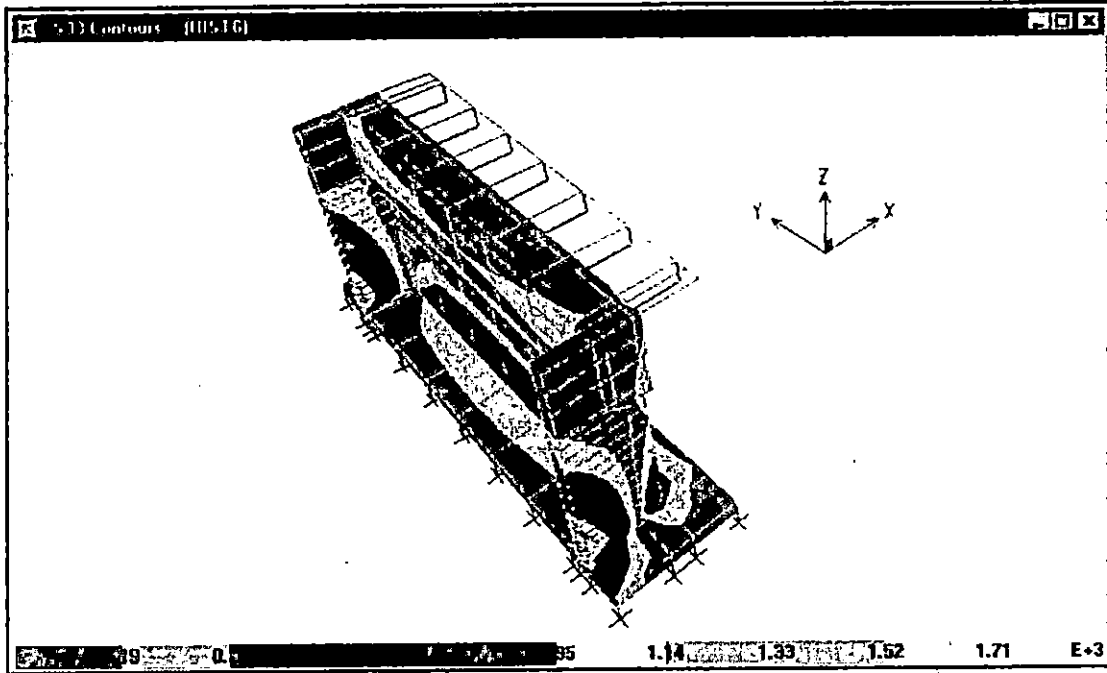


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

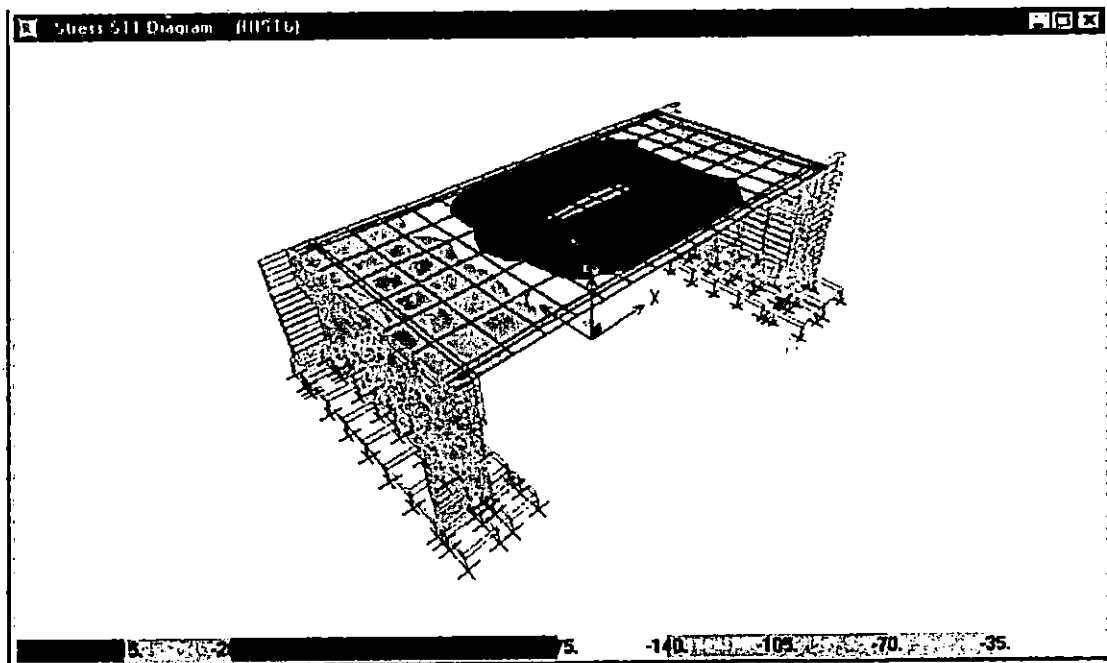


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.86 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.



A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

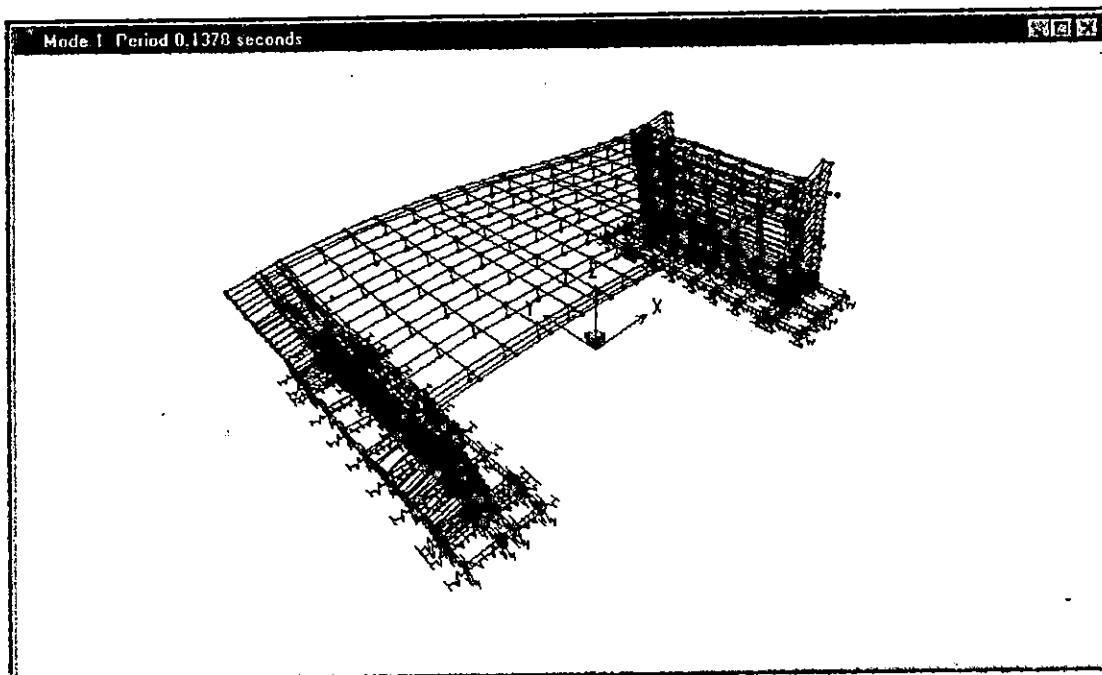
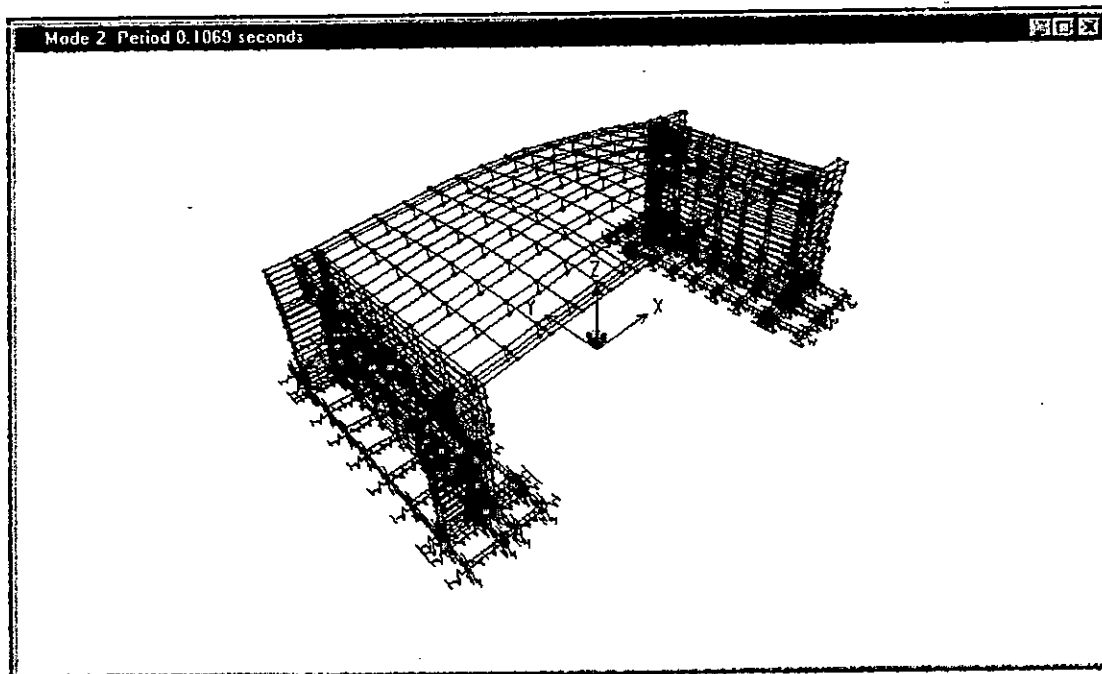
MODELO No.2 PUENTE MONSERRAT 59AVE.

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

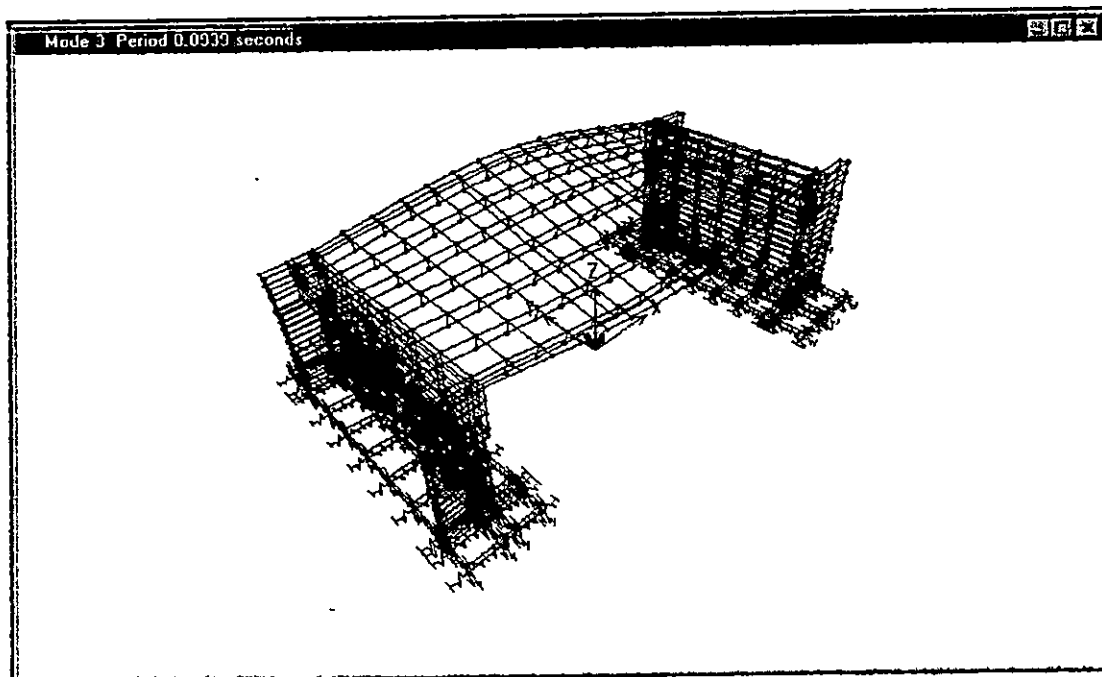
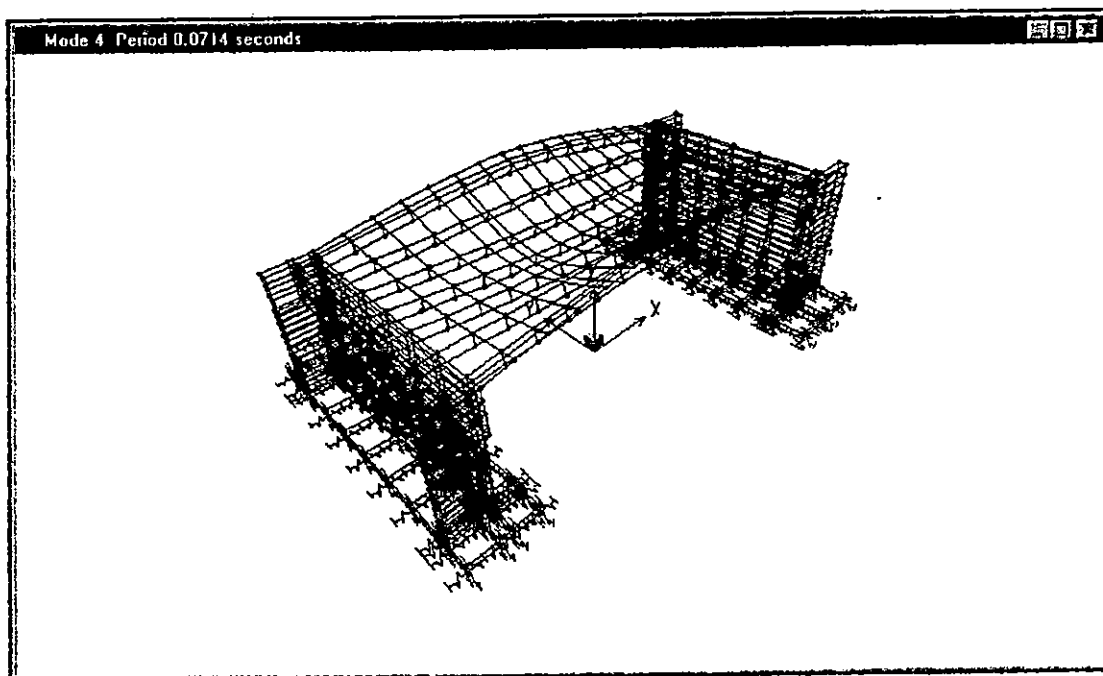
TABLA No. 5.19 RAZONES MODALES DE MASAS PARTICIPANTES.

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.139803	68.3836	0.0000	0.4516	68.3836	0.0000	0.4516
2	0.105903	1.1800	0.0000	24.8913	69.5636	0.0000	25.3430
3	0.09356	0.0001	1.7109	0.0005	69.5637	1.7109	25.3434
4	0.070682	0.0044	0.0000	0.2900	69.5681	1.7109	25.6335
5	0.06313	0.0000	50.3369	0.0000	69.5681	52.0478	25.6335
6	0.049377	0.0000	0.0018	0.0000	69.5681	52.0496	25.6335
7	0.047751	0.0000	1.4923	0.0000	69.5681	53.5418	25.6335
8	0.043846	0.0791	0.0000	0.0897	69.6472	53.5418	25.7231
9	0.041145	0.0000	2.0297	0.0000	69.6472	55.5715	25.7231
10	0.036904	2.5643	0.0000	0.0411	72.2116	55.5715	25.7643
11	0.035006	0.0033	0.0000	0.0024	72.2149	55.5715	25.7667
12	0.033624	0.0000	0.2039	0.0000	72.2149	55.7754	25.7667
13	0.031715	0.3054	0.0000	1.1825	72.5204	55.7754	26.9492
14	0.030539	0.2704	0.0031	0.0932	72.7908	55.7785	27.0424
15	0.030504	0.0003	1.9511	0.0001	72.7911	57.7296	27.0425
16	0.030094	0.0001	1.0098	0.0000	72.7912	58.7394	27.0425
17	0.02992	0.0004	0.0001	0.1297	72.7916	58.7395	27.1722
18	0.028296	0.0000	9.7203	0.0000	72.7916	68.4598	27.1722
19	0.027689	0.0000	1.6575	0.0000	72.7916	70.1173	27.1722
20	0.026476	0.0000	0.1622	0.0000	72.7916	70.2795	27.1722

FIGURA No. 5.87 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE MONTSERRAT.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1378$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1069$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE MONTSERRAT. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.0939$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.0714$  Seg.

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

**VARIACION DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO SUR.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST1 max	IGN	0.154 - 0.176	0.125 - 0.15	0.70 - 0.80	0.056 - 0.07	0.128 - 0.144	0.112 - 0.14
HIST min*	IGN	0.168 - 0.14	0.182 - 0.156	0.88 - 0.77	0.07 - 0.056	0.153 - 0.136	0.156 - 0.13
HIST max	CIG	0.245 - 0.28	0.175 - 0.21	0.84 - 0.96	0.068 - 0.085	0.16 - 0.18	0.14 - 0.175
HIST min*	CIG	0.24 - 0.21	0.21 - 0.175	1.08 - 0.96	0.085 - 0.068	0.198 - 0.176	0.175 - 0.14
HIST max	HCR	0.133 - 0.152	0.11 - 0.132	0.595 - 0.68	0.048 - 0.06	0.112 - 0.126	0.096 - 0.12
HIST min*	HCR	0.14 - 0.12	0.132 - 0.11	0.72 - 0.68	0.06 - 0.048	0.126 - 0.112	0.144 - 0.12
HIST max	HSH	0.119 - 0.136	0.08 - 0.096	0.455 - 0.52	0.04 - 0.05	0.07 - 0.08	0.09 - 0.108
HIST min*	HSH	0.096 - 0.08	0.114 - 0.095	0.56 - 0.49	0.05 - 0.04	0.108	0.095 - 0.076
HIST max	ZSUB	0.042 - 0.048	0.033 - 0.039	0.175 - 0.20	0.012 - 0.016	0.032 - 0.036	0.035 - 0.042
HIST min*	ZSUB	0.046 - 0.039	0.042 - 0.035	0.224 - 0.196	0.02 - 0.016	0.041	0.038 - 0.03
HIST max	ELCENTRO	0.075 - 0.09	0.06 - 0.072	0.315 - 0.36	0.038 - 0.045	0.056 - 0.064	0.056 - 0.07
HIST min*	ELCENTRO	0.12 - 0.105	0.06 - 0.048	0.32 - 0.28	0.045 - 0.038	0.063	0.075 - 0.06

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL HSH.

**TABLA No. 5.20 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

ANALISIS CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

**VARIACION DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.110 - 0.132	0.100 - 0.125	0.700 - 0.800	0.056 - 0.07	0.064 - 0.080	0.112 - 0.14
HIST min*	IGN	0.224 - 0.196	0.104 - 0.078	0.660 - 0.550	0.07 - 0.056	0.085 - 0.068	0.156 - 0.13
HIST max	CIG	0.210 - 0.245	0.105 - 0.140	0.600 - 0.720	0.068 - 0.085	0.080 - 0.100	0.14 - 0.175
HIST min*	CIG	0.240 - 0.210	0.140 - 0.105	0.720 - 0.600	0.085 - 0.068	0.088 - 0.066	0.175 - 0.14
HIST max	HCR	0.114 - 0.133	0.088 - 0.110	0.425 - 0.510	0.036 - 0.048	0.056 - 0.070	0.072 - 0.096
HIST min*	HCR	0.140 - 0.120	0.110 - 0.088	0.540 - 0.450	0.048 - 0.36	0.070 - 0.056	0.096 - 0.072
HIST max	HSH	0.119 - 0.136	0.064 - 0.080	0.455 - 0.52	0.030 - 0.040	0.040 - 0.050	0.072 - 0.090
HIST min*	HSH	0.128 - 0.112	0.076 - 0.057	0.490 - 0.420	0.040 - 0.030	0.060 - 0.048	0.095 - 0.076
HIST max	ZSUB	0.030 - 0.036	0.026 - 0.032	0.175 - 0.20	0.016 - 0.012	0.011 - 0.022	0.028 - 0.035
HIST min*	ZSUB	0.052 - 0.045	0.028 - 0.021	0.140 - 0.112	0.016 - 0.012	0.022 - 0.019	0.038 - 0.03
HIST max	ELCENTRO	0.105 - 0.120	0.048 - 0.060	0.225 - 0.270	0.030 - 0.037	0.032 - 0.040	0.056 - 0.07
HIST min*	ELCENTRO	0.12 - 0.105	0.06 - 0.048	0.280 - 0.240	0.045 - 0.038	0.035 - 0.028	0.075 - 0.06

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL IGN.

**TABLA No. 5.21 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

HISTORIA*	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.168 - 0.192	0.045 - 0.054	0.060 - 0.072	0.0075 - 0.010	0.0048 - 0.0064
HIST min*	IGN	0.192 - 0.168	0.054 - 0.045	0.072 - 0.060	0.012 - 0.0096	0.006 - 0.0045
HIST max	CIG	0.210 - 0.245	0.055 - 0.066	0.075 - 0.090	0.012 - 0.015	0.006 - 0.008
HIST min*	CIG	0.240 - 0.210	0.072 - 0.060	0.102 - 0.085	0.015 - 0.012	0.0095 - 0.0076
HIST max	HCR	0.154 - 0.176	0.040 - 0.048	0.050 - 0.060	0.088 - 0.011	0.0052 - 0.0065
HIST min*	HCR	0.176 - 0.154	0.048 - 0.040	0.060 - 0.050	0.011 - 0.088	0.0065 - 0.0052
HIST max	HSB	0.068 - 0.085	0.075 - 0.090	0.0425 - 0.051	0.068 - 0.085	0.003 - 0.004
HIST min*	HSB	0.070 - 0.056	0.072 - 0.060	0.040 - 0.0375	0.0075 - 0.006	0.0055 - 0.0044
HIST max	ZSUB	0.026 - 0.325	0.0275 - 0.033	0.015 - 0.018	0.0026 - 0.0032	0.0012 - 0.0016
HIST min*	ZSUB	0.030 - 0.024	0.030 - 0.025	0.0168 - 0.014	0.0032 - 0.0026	0.002 - 0.0016
HIST max	ELCENTRO	0.044 - 0.055	0.070 - 0.080	0.049 - 0.056	0.0044 - 0.0055	0.004 - 0.0032
HIST min*	ELCENTRO	0.072 - 0.060	0.077 - 0.066	0.049 - 0.042	0.0070 - 0.0056	0.040 - 0.032

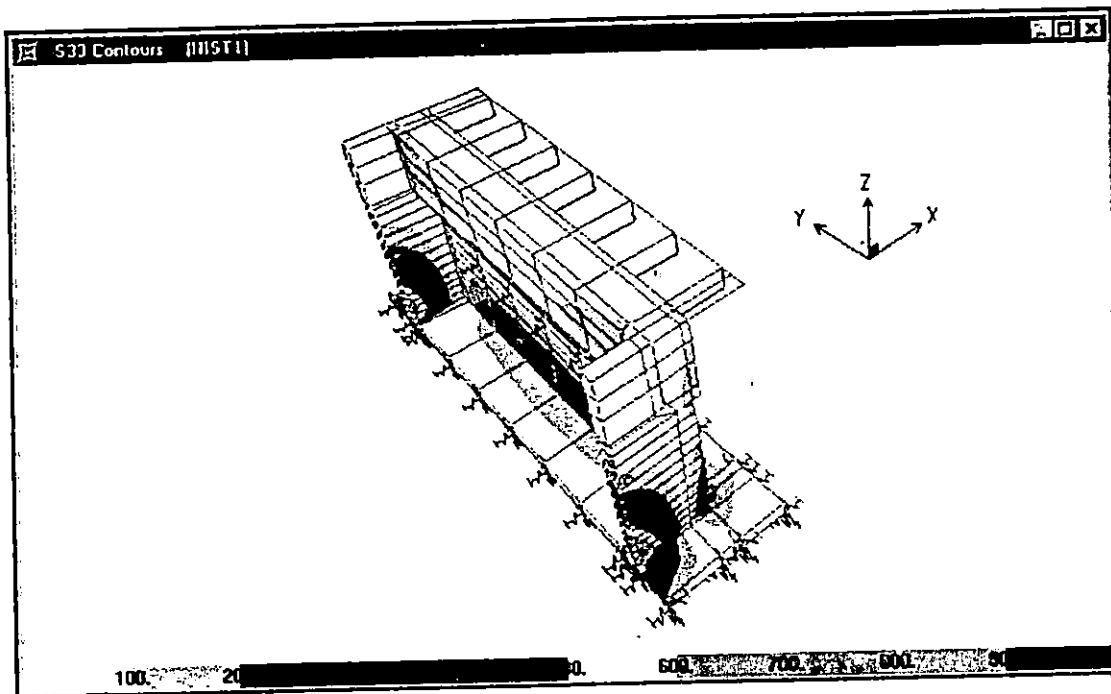
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

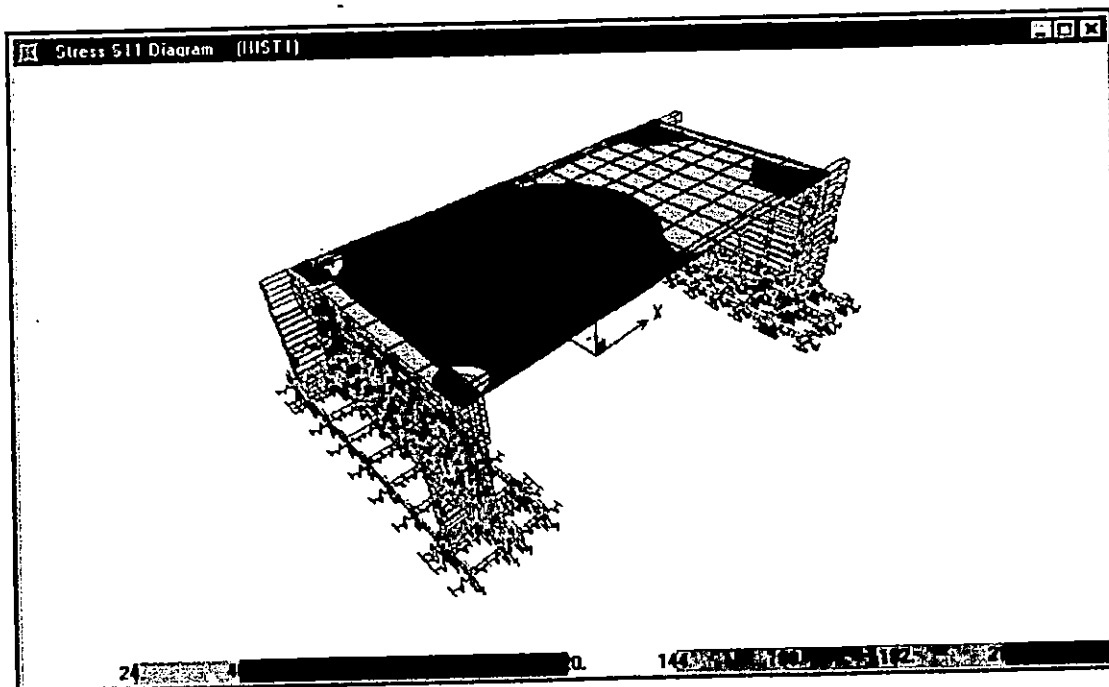
**TABLA No. 5.22 ESFUERZOS EN LA LOSA.**

**PUENTE MONTSERRAT – 59ª AVENIDA.**

**FIGURA No. 5.88 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.**

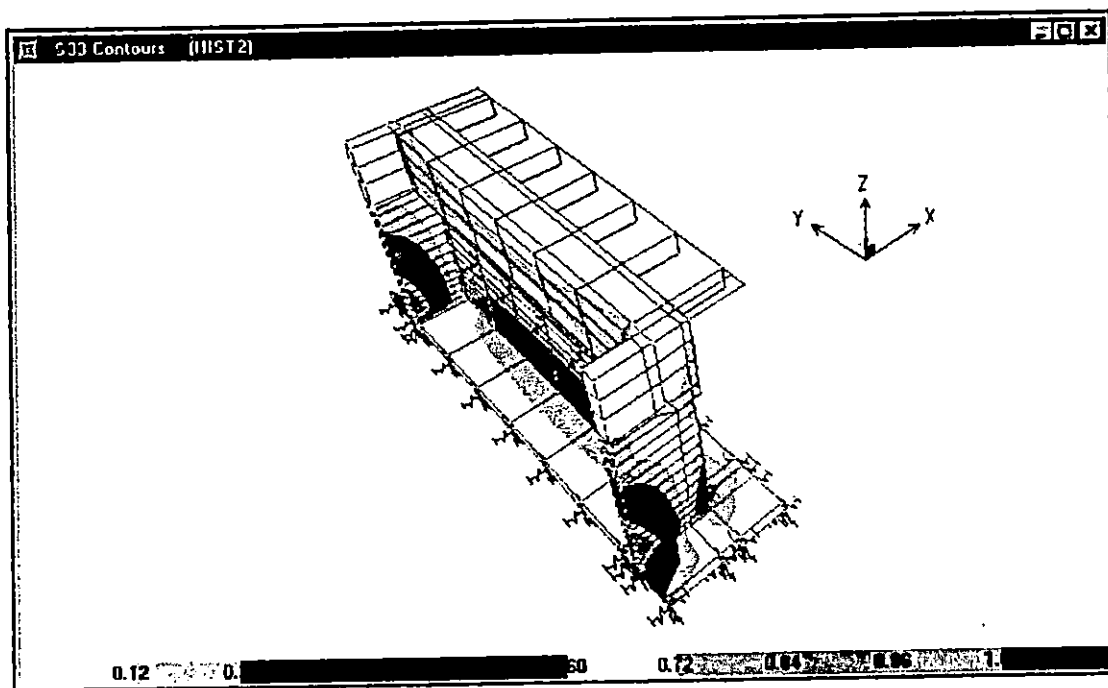


**A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

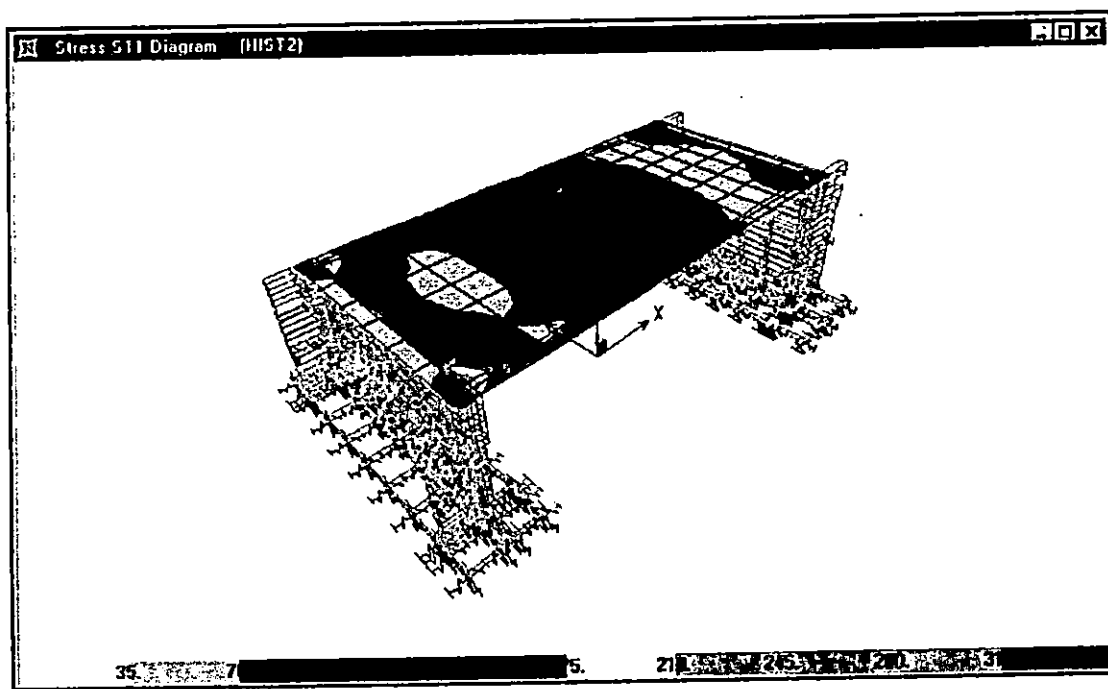


**B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

FIGURA No. 5.89 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

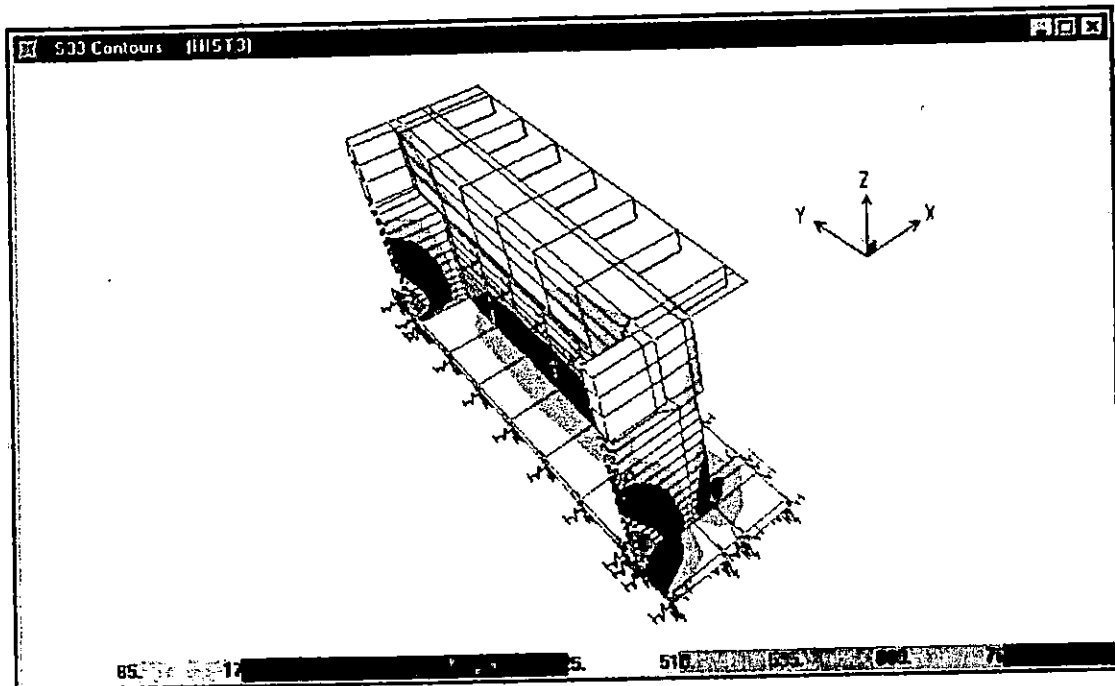


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

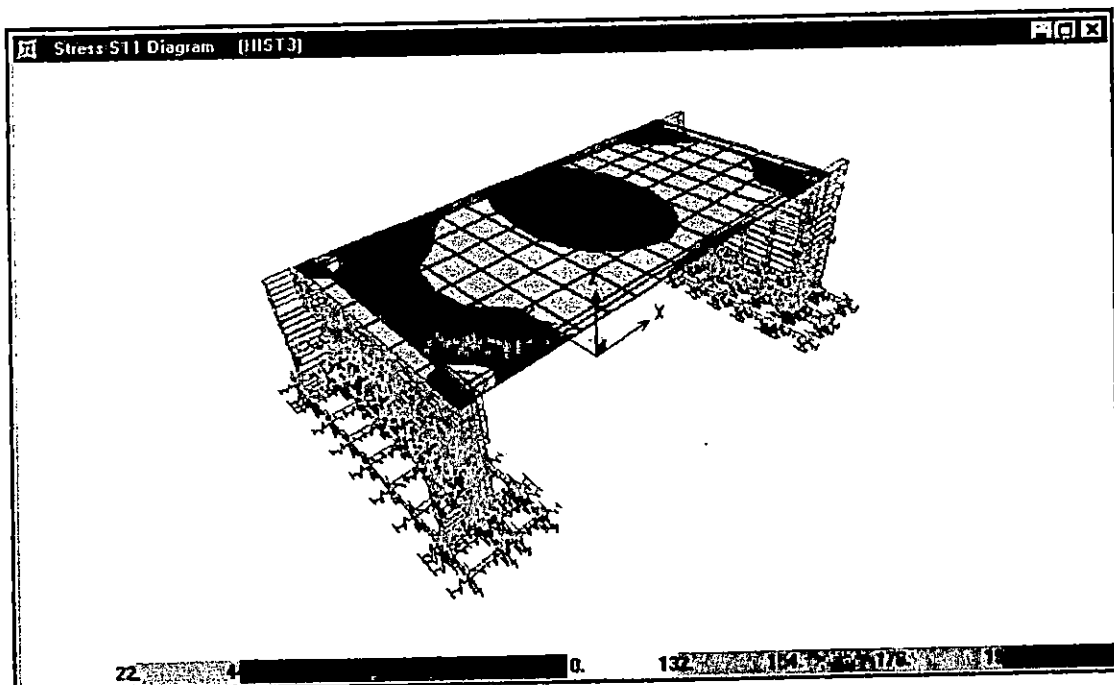


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.90 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

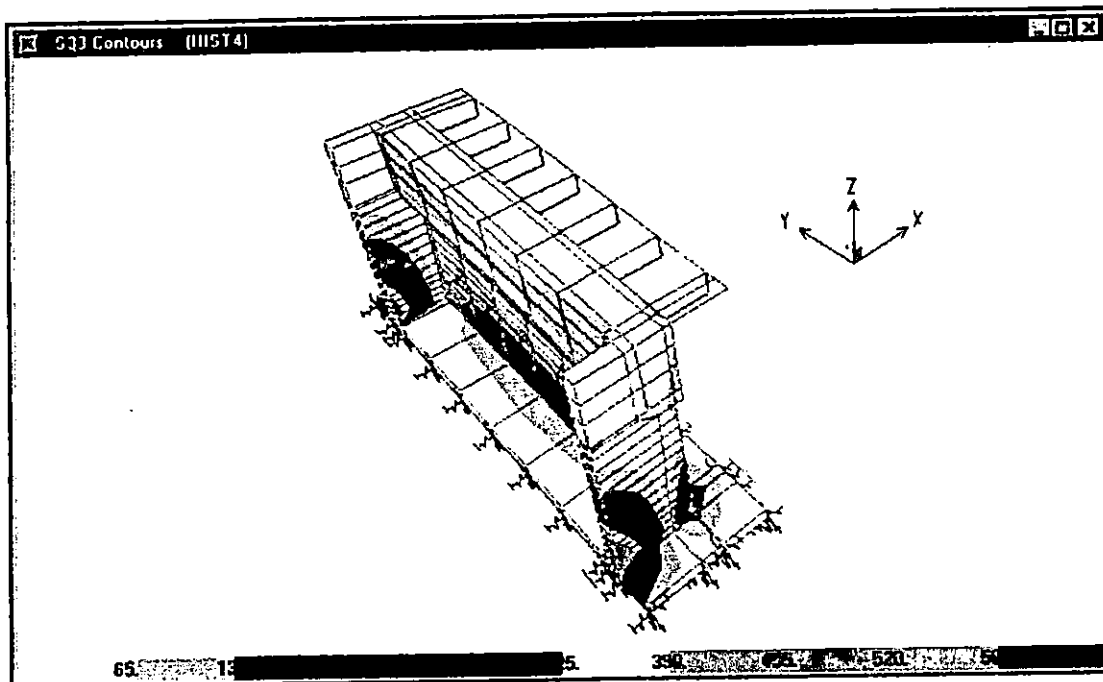


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

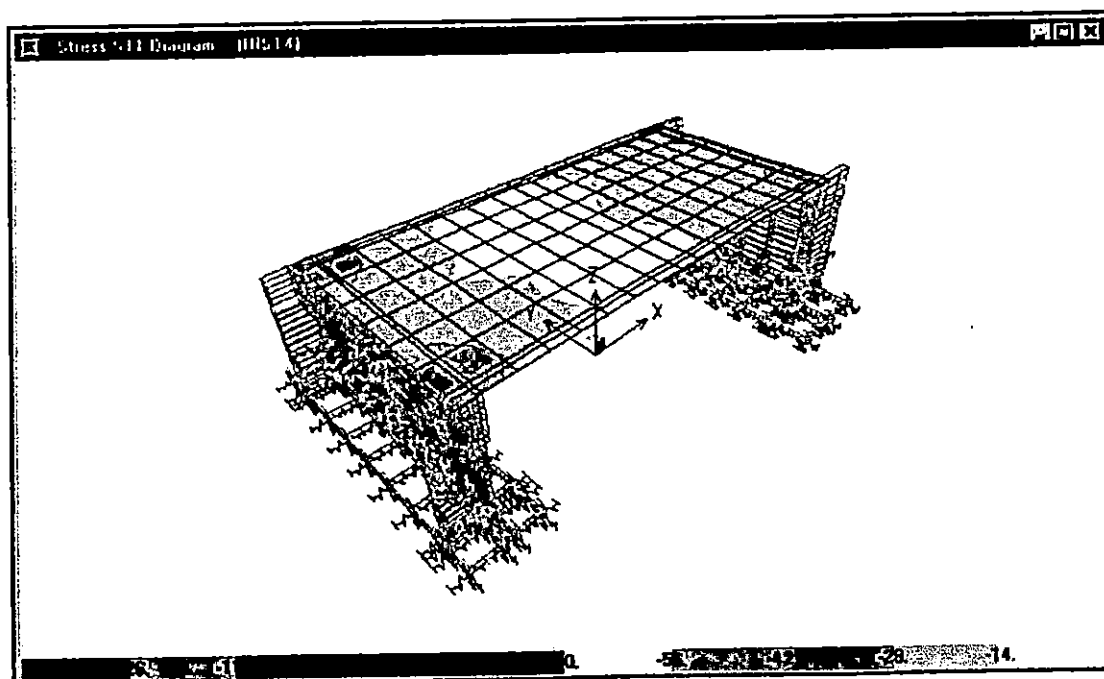


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.91 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH.

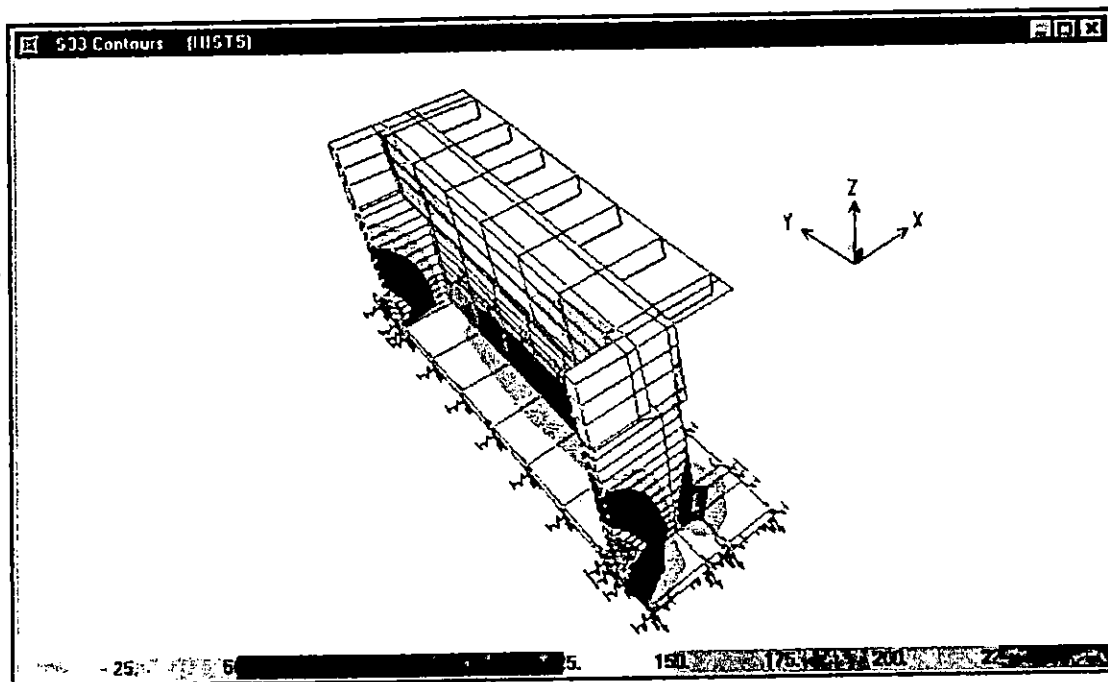


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

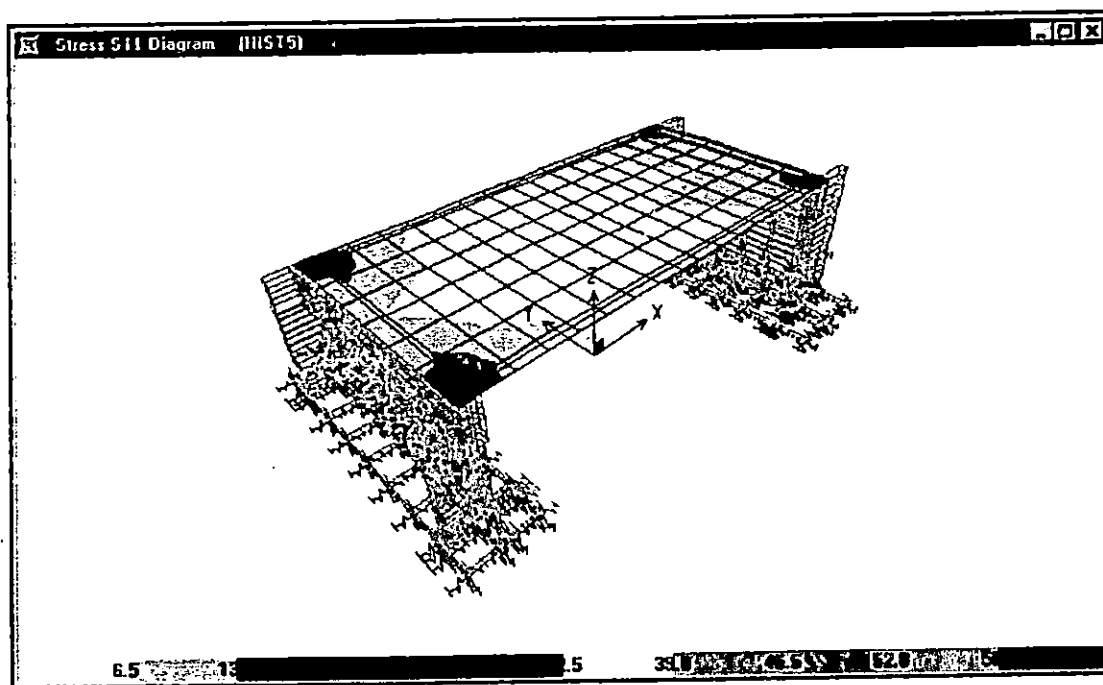


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.92 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

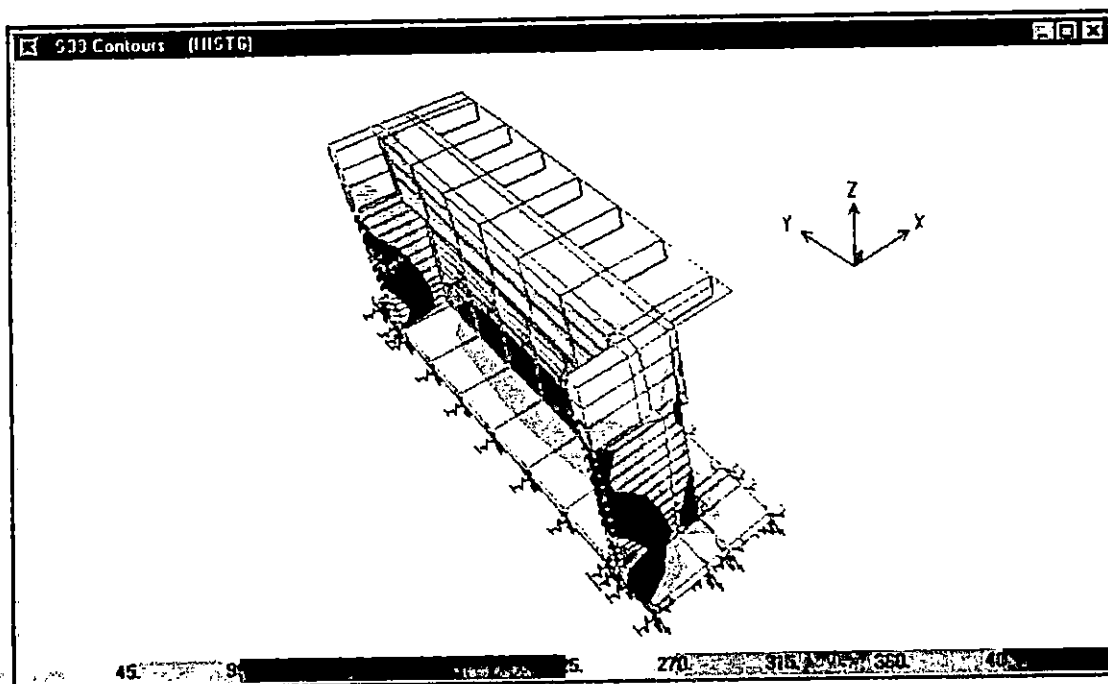


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

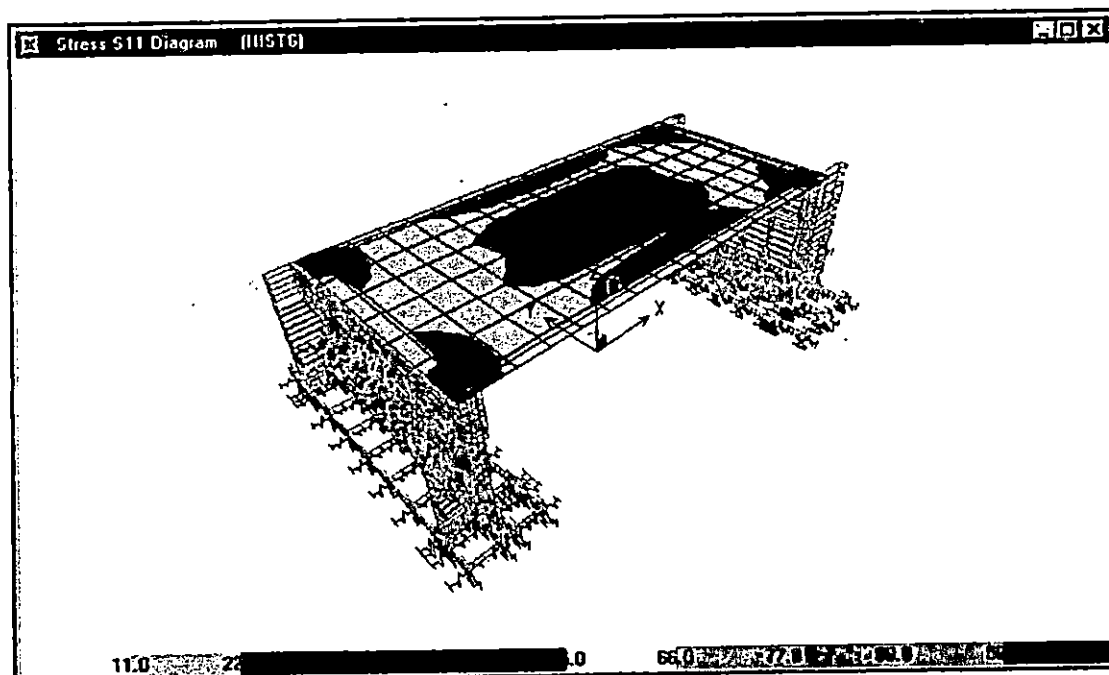


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.93 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.



A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

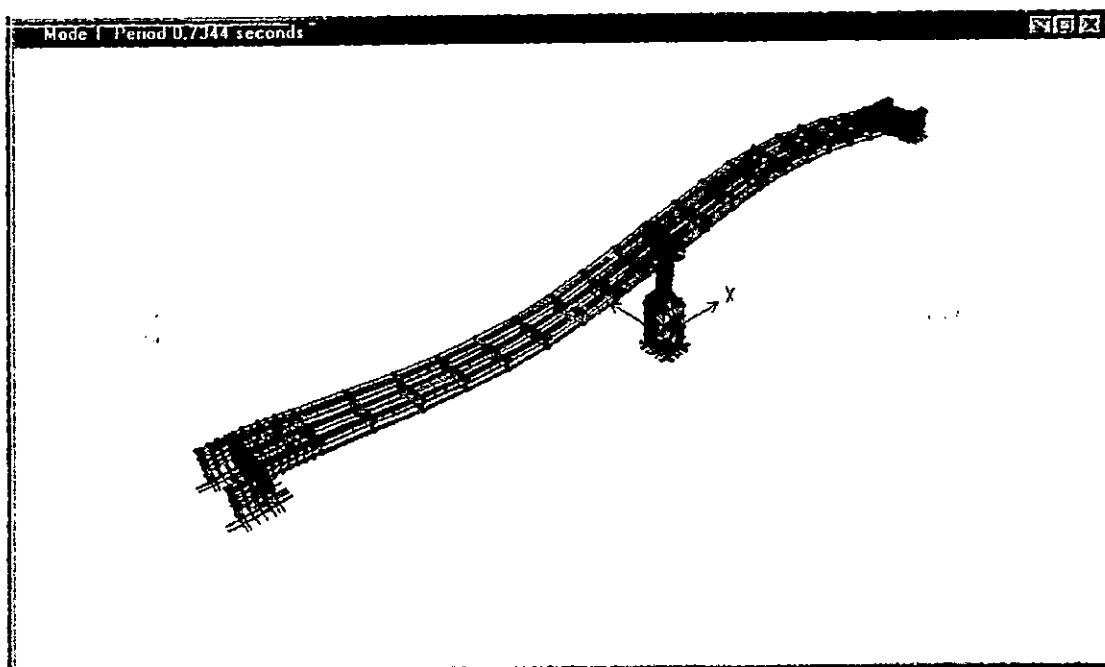
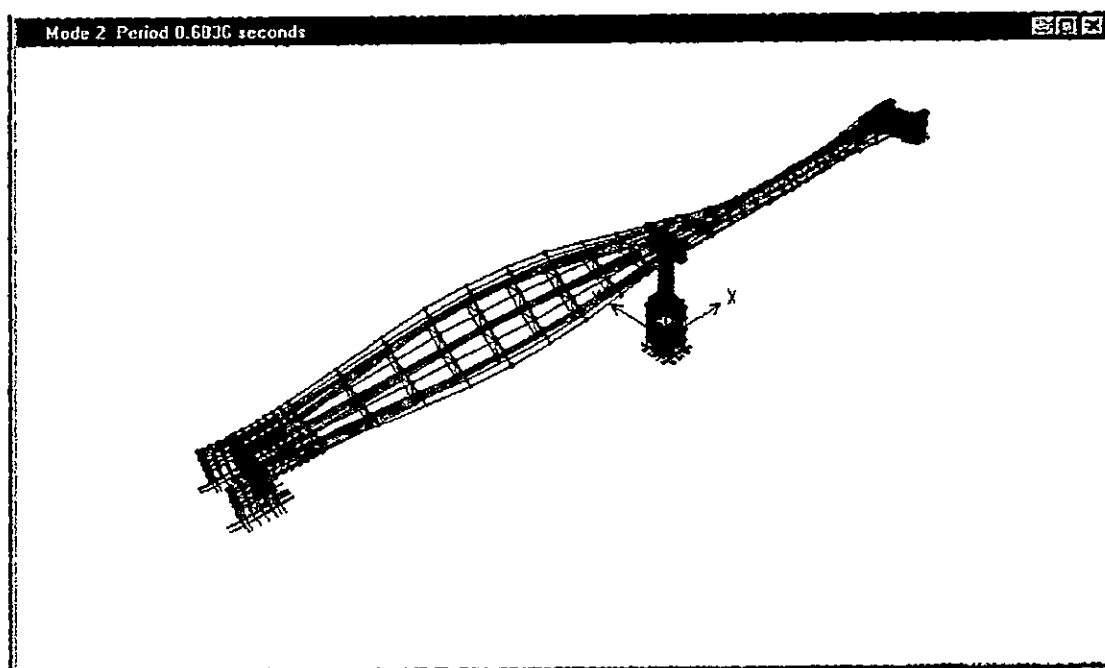
MODELO No. 3 PUENTE TENNESSE

ANALISIS LINEAL

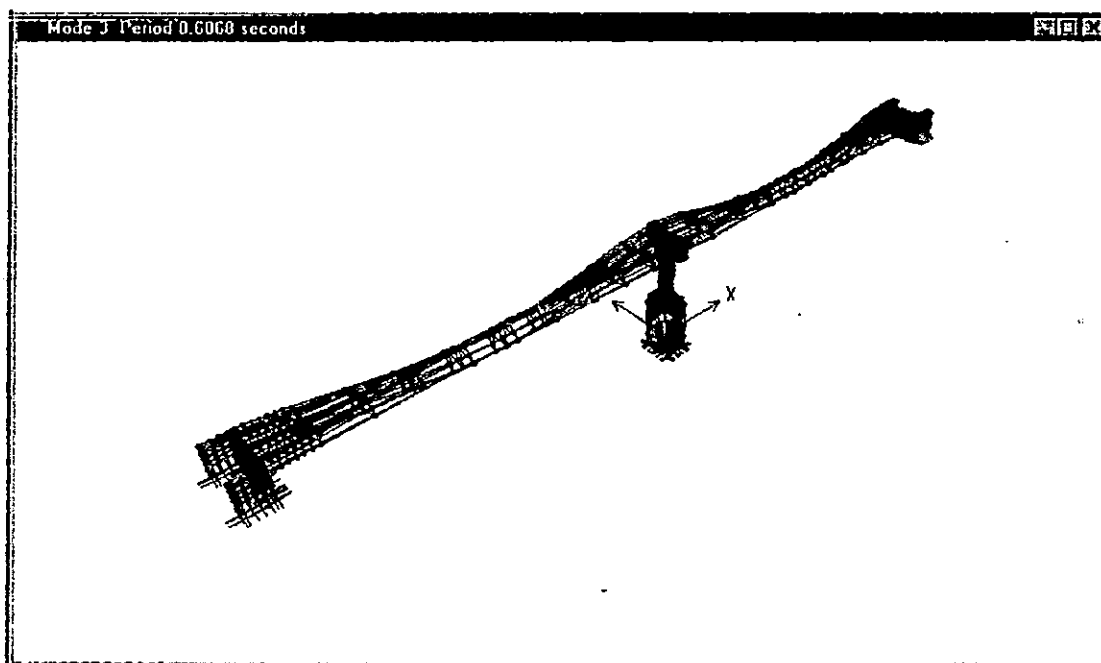
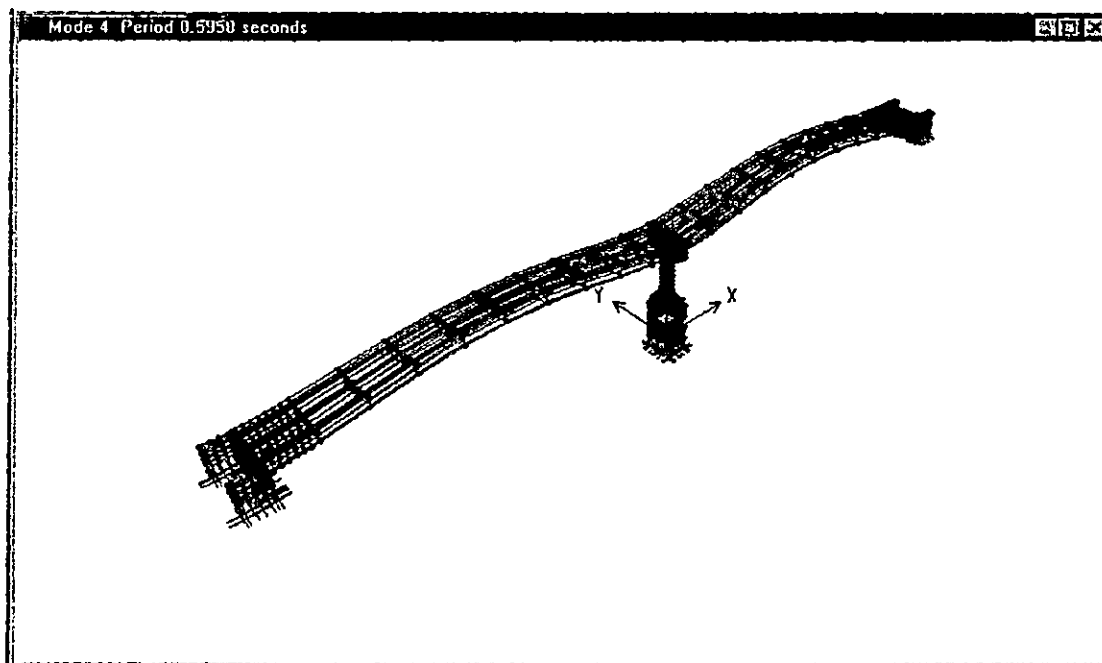
TABLA No. 5.23 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE.

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.73440	0.0125	0.0008	0.0132	0.0125	0.0008	0.0132
2	0.68358	0.0002	0.0002	0.0299	0.0127	0.0010	0.0431
3	0.60675	0.0001	12.0722	0.9283	0.0128	12.0732	0.9714
4	0.59577	0.0001	0.6063	40.3648	0.0129	12.6795	41.3362
5	0.54910	0.0001	31.7816	0.0797	0.0130	44.4611	41.4159
6	0.28199	0.0115	0.0004	0.0004	0.0245	44.4614	41.4163
7	0.28046	0.0039	0.0001	0.0002	0.0284	44.4616	41.4164
8	0.27191	0.0004	0.0062	0.0003	0.0287	44.4678	41.4167
9	0.26580	0.0002	0.0000	0.0099	0.0289	44.4678	41.4266
10	0.25994	0.0001	0.0000	0.0000	0.0290	44.4678	41.4266
11	0.16787	0.0000	0.1944	0.0080	0.0290	44.6622	41.4347
12	0.16746	0.0000	0.1880	0.0000	0.0290	44.8502	41.4347
13	0.16612	0.1158	0.0021	0.0029	0.1448	44.8522	41.4376
14	0.16281	0.0006	0.0005	7.1387	0.1454	44.8527	48.5763
15	0.14832	0.0002	2.1262	0.0004	0.1456	46.9789	48.5767
16	0.12430	0.0001	3.3917	0.0000	0.1458	50.3705	48.5767
17	0.11956	0.0004	0.0193	0.0000	0.1462	50.3898	48.5767
18	0.11884	0.0000	1.1993	0.0000	0.1462	51.5891	48.5767
19	0.11819	0.1947	0.0030	0.0000	0.3409	51.5921	48.5767
20	0.11761	0.0000	0.0007	0.0000	0.3409	51.5929	48.5767

FIGURA No. 5.94 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE TENNESSE.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.7344$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.6836$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE TENNESSE. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.6068$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.5958$  Seg.

## PUENTE TENNESSE

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	1.12 - 1.28	0.165 - 0.22	0.84 - 1.12	0.175 - 0.21	0.35 - 0.40	0.28 - 0.32
HIST min*	IGN	1.28 - 1.12	0.22 - 0.165	1.40 - 1.12	0.21 - 0.175	0.45 - 0.40	0.315 - 0.28
HIST max	CIG	2.45 - 2.80	0.33 - 0.44	1.65 - 2.20	0.24 - 0.30	0.70 - 0.80	0.40 - 0.48
HIST min*	CIG	2.45 - 2.10	0.44 - 0.33	2.20 - 1.65	0.39 - 0.325	0.90 - 0.80	0.60 - 0.525
HIST max	HCR	1.19 - 1.36	0.30 - 0.36	1.05 - 1.40	0.16 - 0.20	0.385 - 0.44	0.28 - 0.32
HIST min*	HCR	1.52 - 1.33	0.26 - 0.195	1.40 - 1.05	0.24 - 0.20	0.495 - 0.44	0.36 - 0.32
HIST max	HSH	0.455 - 0.32	0.088 - 0.11	0.30 - 0.40	0.085 - 0.102	0.14 - 0.16	0.08 - 0.096
HIST min*	HSH	0.56 - 0.49	0.068 - 0.066	0.40 - 0.30	0.102 - 0.085	0.171 - 0.152	0.096 - 0.08
HIST max	ZSUB	0.91 - 1.04	0.18 - 0.225	0.72 - 0.96	0.125 - 0.15	0.28 - 0.32	0.21 - 0.24
HIST min*	ZSUB	1.04 - 0.91	0.18 - 0.135	0.96 - 0.72	0.15 - 0.125	0.36 - 0.32	0.21 - 0.175
HIST max	ELCENTRO	1.40 - 1.60	0.21 - 0.28	1.05 - 1.40	0.16 - 0.20	0.42 - 0.43	0.20 - 0.25
HIST min*	ELCENTRO	1.52 - 1.33	0.28 - 0.21	1.05 - 0.70	0.20 - 0.16	0.48 - 0.42	0.36 - 0.315

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.24 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

## PUENTE TENNESSE

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.80 - 0.96	0.33 - 0.385	1.96 - 2.24	0.245 - 0.28	0.15 - 0.20	0.20 - 0.24
HIST min*	IGN	0.80 - 0.64	0.385 - 0.33	2.24 - 1.96	0.28 - 0.245	0.20 - 0.15	0.245 - 0.21
HIST max	CIG	1.05 - 1.40	0.66 - 0.77	2.75 - 3.30	0.42 - 0.48	0.30 - 0.40	0.32 - 0.40
HIST min*	CIG	1.40 - 1.05	0.77 - 0.66	3.30 - 2.75	0.48 - 0.42	0.40 - 0.30	0.45 - 0.375
HIST max	HCR	0.68 - 0.85	0.30 - 0.36	0.210 - 0.245	0.24 - 0.28	0.165 - 0.22	0.20 - 0.24
HIST min*	HCR	0.85 - 0.68	0.36 - 0.30	0.245 - 0.21	0.28 - 0.24	0.22 - 0.165	0.24 - 0.20
HIST max	HSH	0.26 - 0.325	0.154 - 0.176	0.60 - 0.70	0.085 - 0.102	0.040 - 0.060	0.064 - 0.080
HIST min*	HSH	0.325 - 0.26	0.176 - 0.154	0.70 - 0.60	0.102 - 0.085	0.06 - 0.04	0.080 - 0.064
HIST max	ZSUB	0.39 - 0.52	0.225 - 0.27	1.68 - 1.92	0.175 - 0.20	0.12 - 0.16	0.15 - 0.18
HIST min*	ZSUB	0.52 - 0.39	0.27 - 0.225	1.92 - 1.68	0.20 - 0.175	0.16 - 0.12	0.175 - 0.14
HIST max	ELCENTRO	0.60 - 0.80	0.35 - 0.42	2.10 - 2.45	0.24 - 0.28	0.18 - 0.24	0.20 - 0.25
HIST min*	ELCENTRO	0.95 - 0.76	0.42 - 0.35	2.80 - 2.45	0.32 - 0.24	0.24 - 0.18	0.27 - 0.225

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

TABLA No. 5.25 ESFUERZOS EN LA PILA.

## PUENTE TENNESSE

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS.

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton/m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	4.40 - 6.60	1.65 - 2.20	1.60 - 2.00	0.10 - 0.15	0.14 - 0.175
HIST min*	IGN	6.60 - 4.40	2.20 - 1.65	2.00 - 1.60	0.165 - 0.11	0.18 - 0.15
HIST max	CIG	9.0 - 13.50	2.20 - 3.30	3.00 - 3.75	0.200 - 0.30	0.026 - 0.325
HIST min*	CIG	13.50 - 9.00	3.30 - 2.20	3.75 - 3.00	0.30 - 0.20	0.325 - 0.275
HIST max	HCR	2.40 - 4.80	1.65 - 2.20	1.80 - 2.25	0.165 - 0.22	0.12 - 0.16
HIST min*	HCR	4.80 - 2.40	1.80 - 1.20	2.25 - 1.80	0.22 - 0.165	0.175 - 0.14
HIST max	HSH	1.70 - 2.55	0.60 - 0.80	0.90 - 1.20	0.054 - 0.072	0.042 - 0.056
HIST min*	HSH	2.55 - 1.70	0.80 - 0.60	1.20 - 0.90	0.072 - 0.054	0.0425 - 0.028
HIST max	ZSUB	2.40 - 2.75	1.55 - 1.85	0.95 - 1.15	0.25 - 0.35	0.15 - 0.25
HIST min*	ZSUB	2.75 - 2.40	1.75 - 1.35	1.15 - 0.95	0.35 - 0.25	0.05 - 0.125
HIST max	ELCENTRO	2.80 - 5.60	1.30 - 1.95	1.50 - 2.00	0.13 - 0.195	0.12 - 0.16
HIST min*	ELCENTRO	5.60 - 2.80	1.95 - 1.30	2.00 - 1.50	0.195 - 0.13	0.16 - 0.12

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL IGN.

TABLA No. 5.26 ESFUERZOS EN LAS VIGAS .

## PUENTE TENNESSE

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.00 - 2.20	0.00 - 0.55	0.00 - 0.40	0.00 - 0.05	0.00 - 0.035
HIST min*	IGN	2.20 - 0.00	0.55 - 0.00	0.40 - 0.00	0.055 - 0.00	0.030 - 0.00
HIST max	CIG	0.00 - 4.50	0.00 - 1.10	0.00 - 0.75	0.00 - 0.10	0.00 - 0.065
HIST min*	CIG	4.50 - 0.00	1.10 - 0.00	0.75 - 0.00	0.100 - 0.00	0.055 - 0.00
HIST max	HCR	0.00 - 2.40	0.00 - 0.55	0.00 - 0.45	0.00 - 0.055	0.00 - 0.040
HIST min*	HCR	2.40 - 0.00	0.60 - 0.00	0.45 - 0.00	0.055 - 0.00	0.035 - 0.00
HIST max	HSH	0.00 - 0.85	0.00 - 0.20	0.00 - 0.30	0.00 - 0.018	0.00 - 0.014
HIST min*	HSH	0.85 - 0.00	0.20 - 0.00	0.30 - 0.00	0.018 - 0.00	0.014 - 0.00
HIST max	ZSUB	0.00 - 0.95	0.00 - 0.60	0.00 - 0.45	0.00 - 0.075	0.00 - 0.012
HIST min*	ZSUB	0.95 - 0.00	0.60 - 0.00	0.45 - 0.00	0.075 - 0.00	0.012 - 0.00
HIST max	ELCENTRO	0.00 - 2.80	0.00 - 0.65	0.00 - 0.50	0.00 - 0.065	0.00 - 0.04
HIST min*	ELCENTRO	2.80 - 0.00	0.65 - 0.00	0.50 - 0.00	0.065 - 0.00	0.040 - 0.00

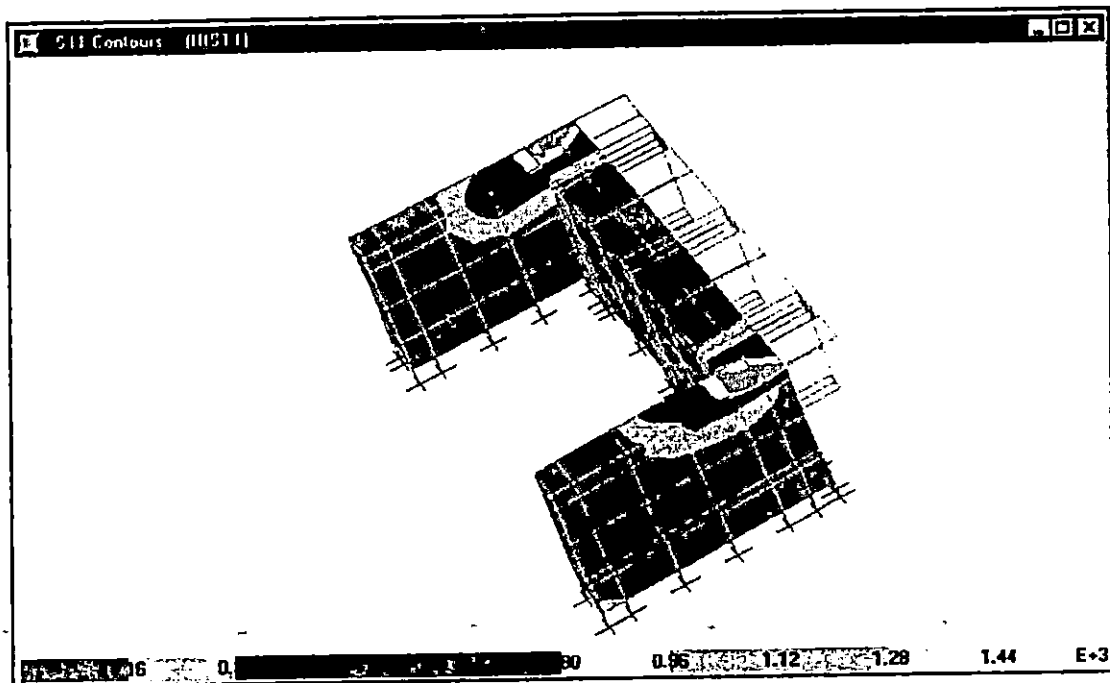
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

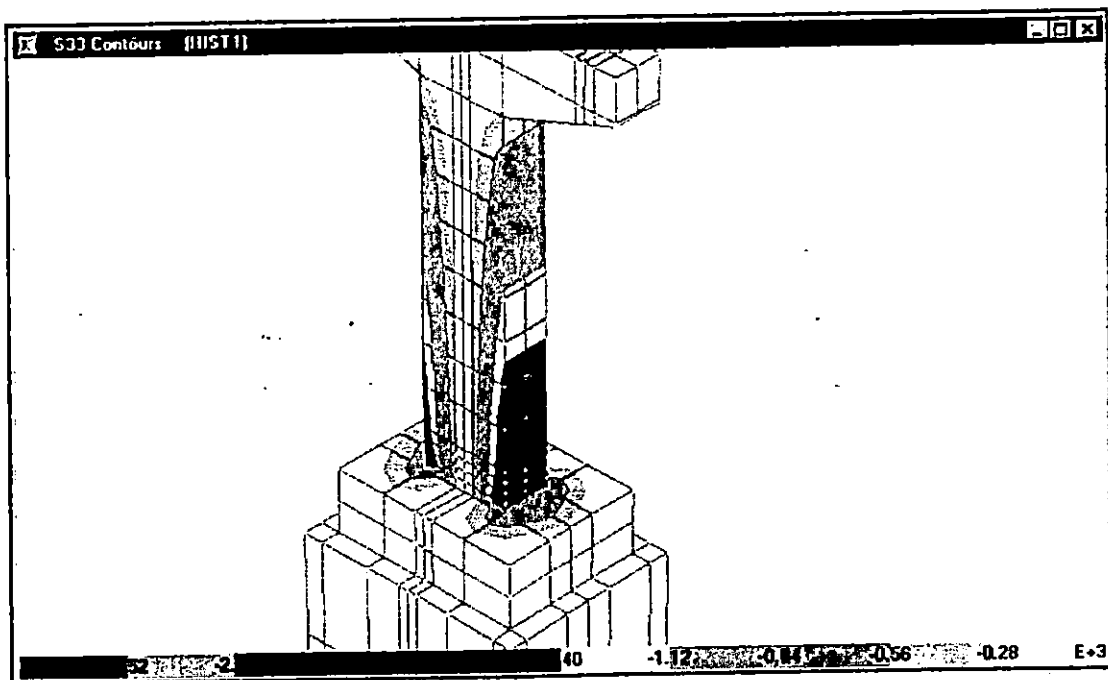
TABLA No. 5.27 ESFUERZOS EN LA LOSA .

## PUENTE TENNESSE.

FIGURA No. 5.95 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.

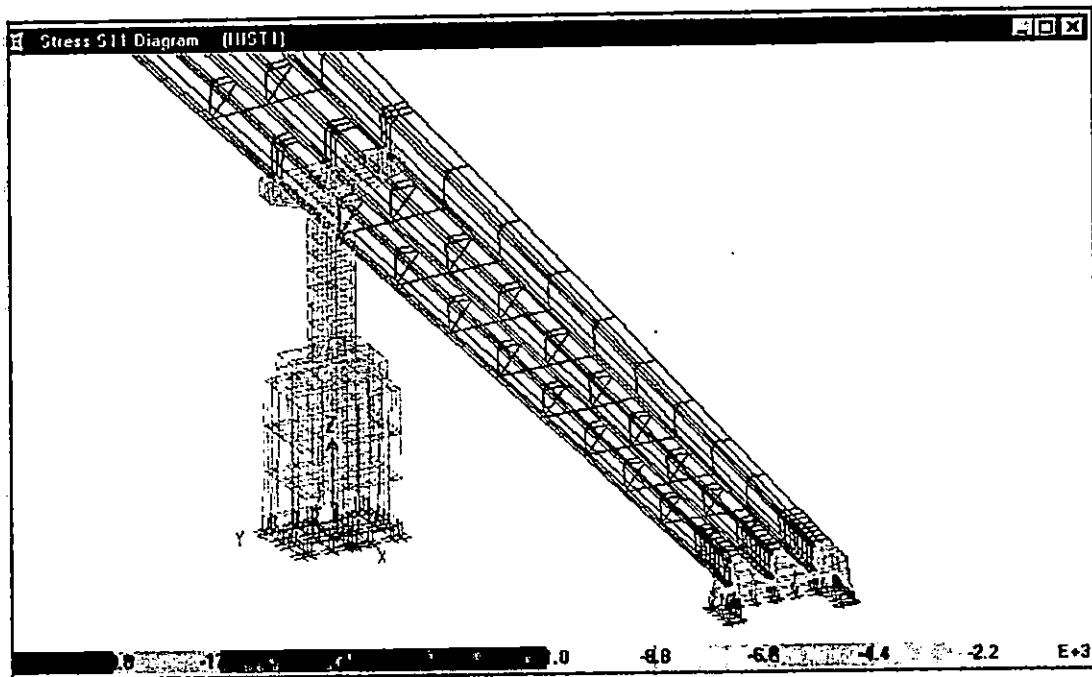


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



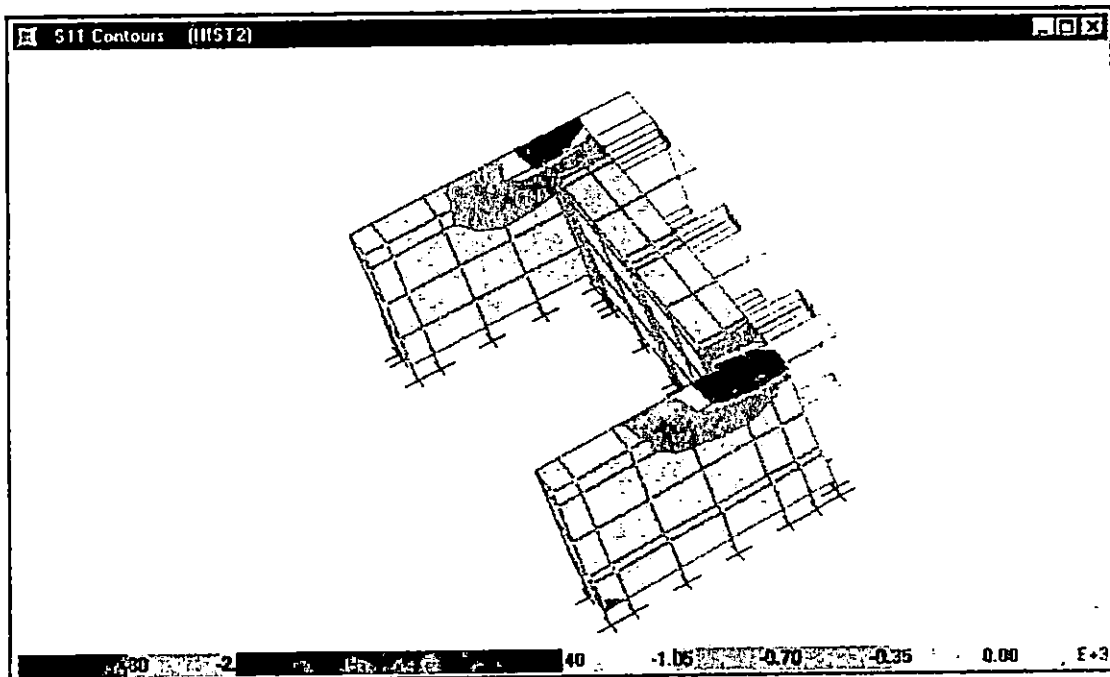
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

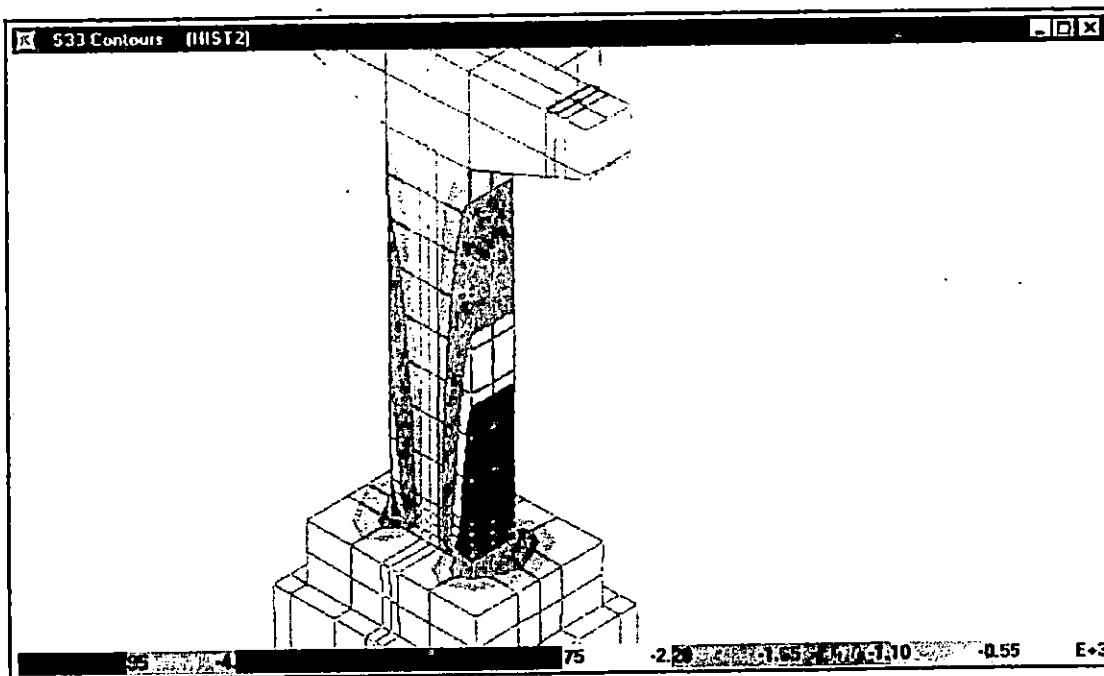


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.96 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

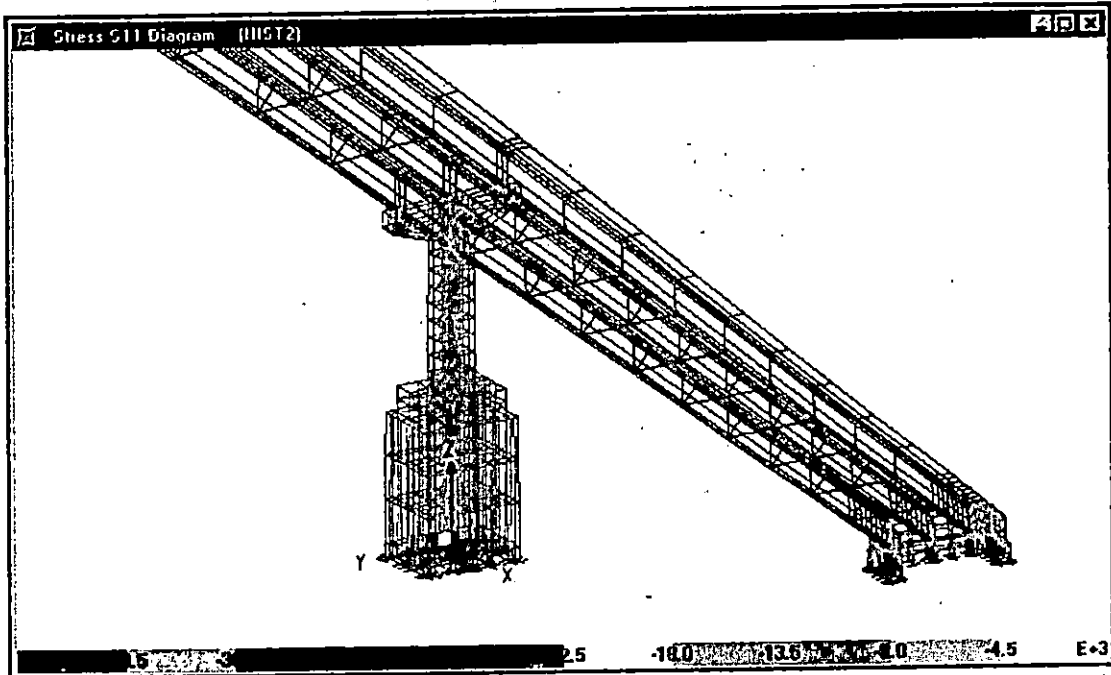


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



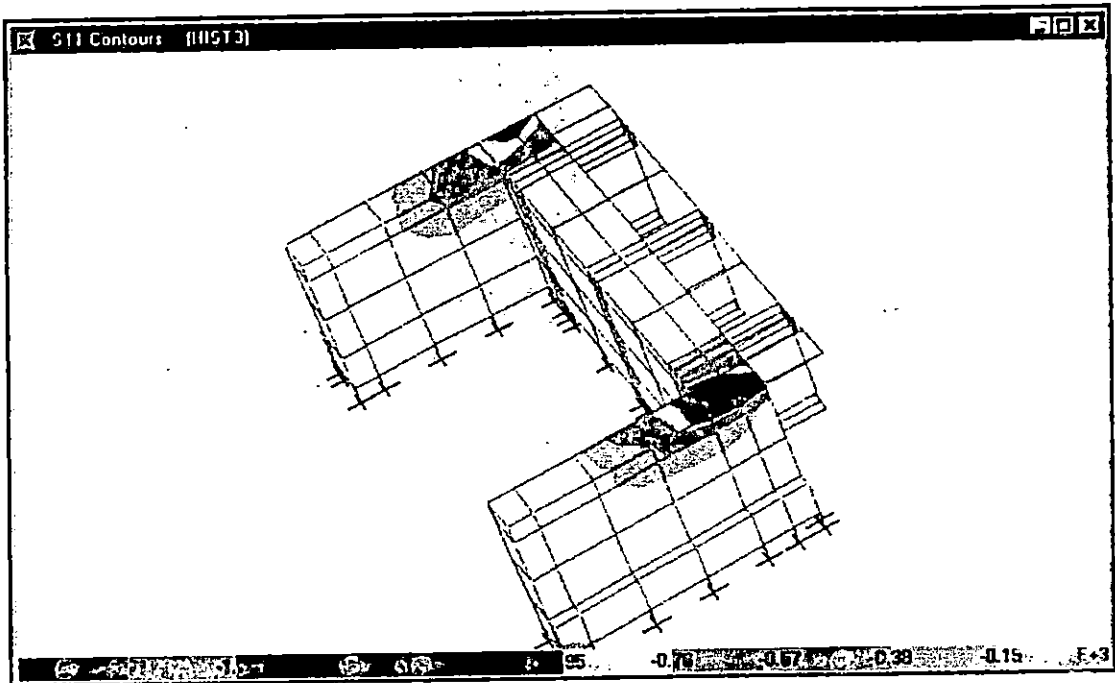
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

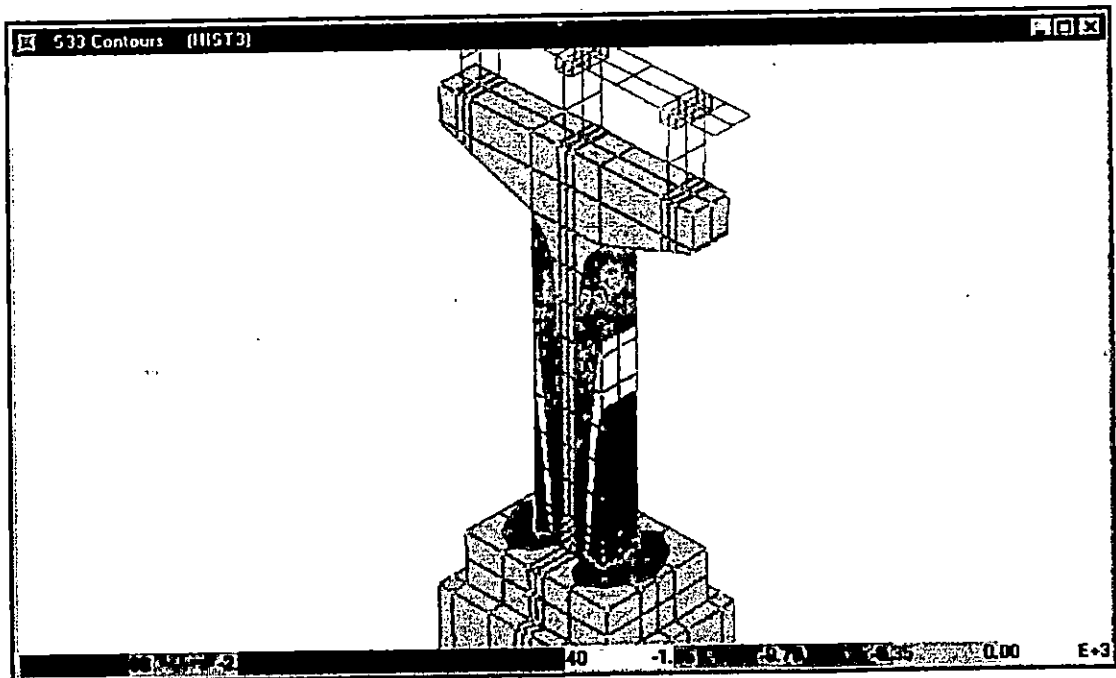


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.97 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

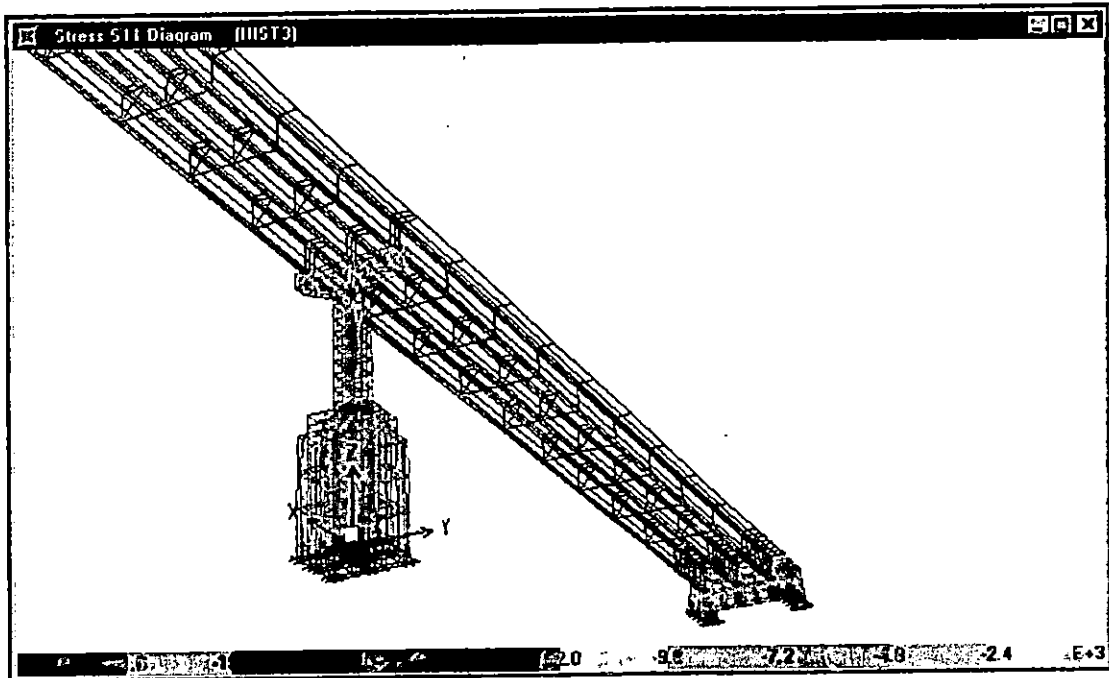


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



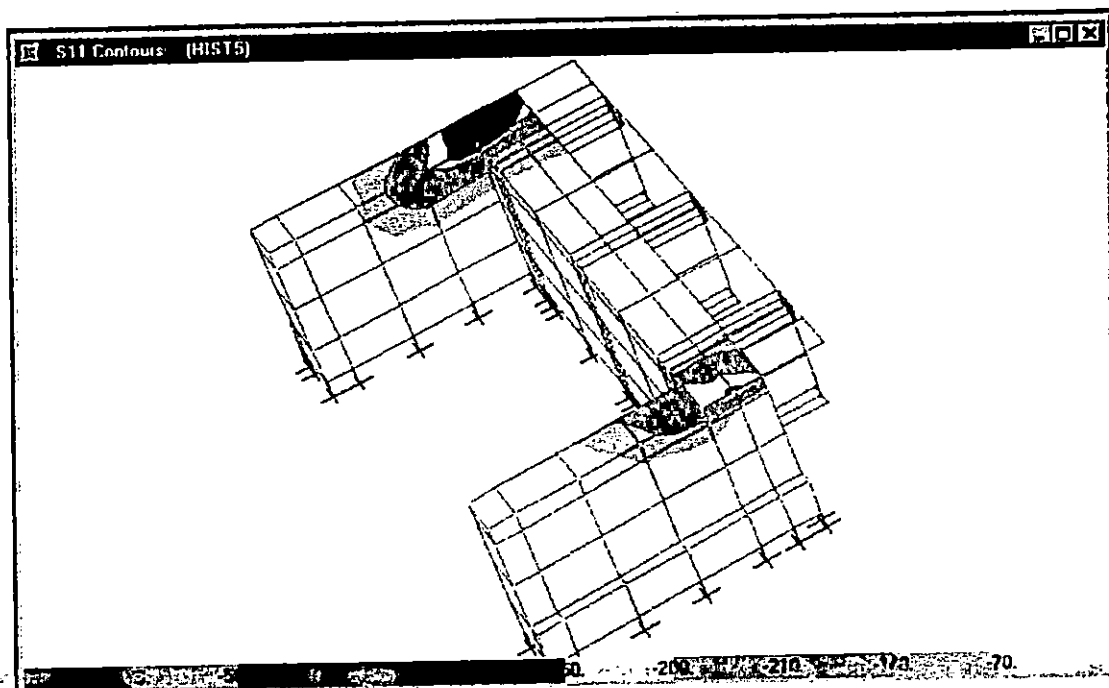
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR. (CONT)

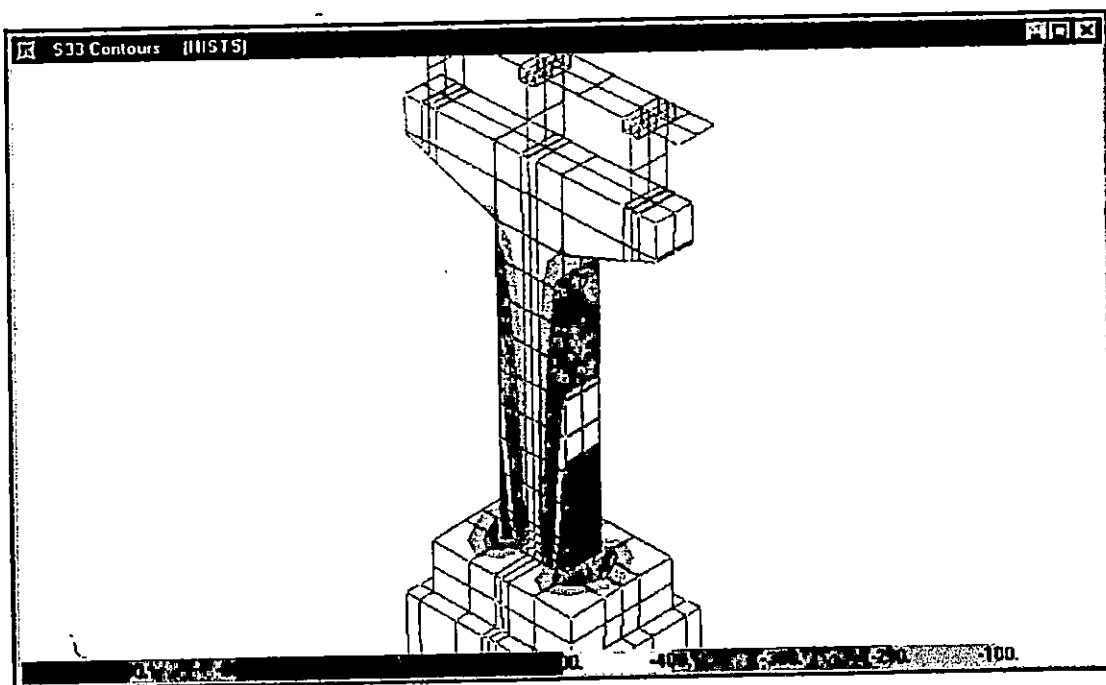


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.98 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH.

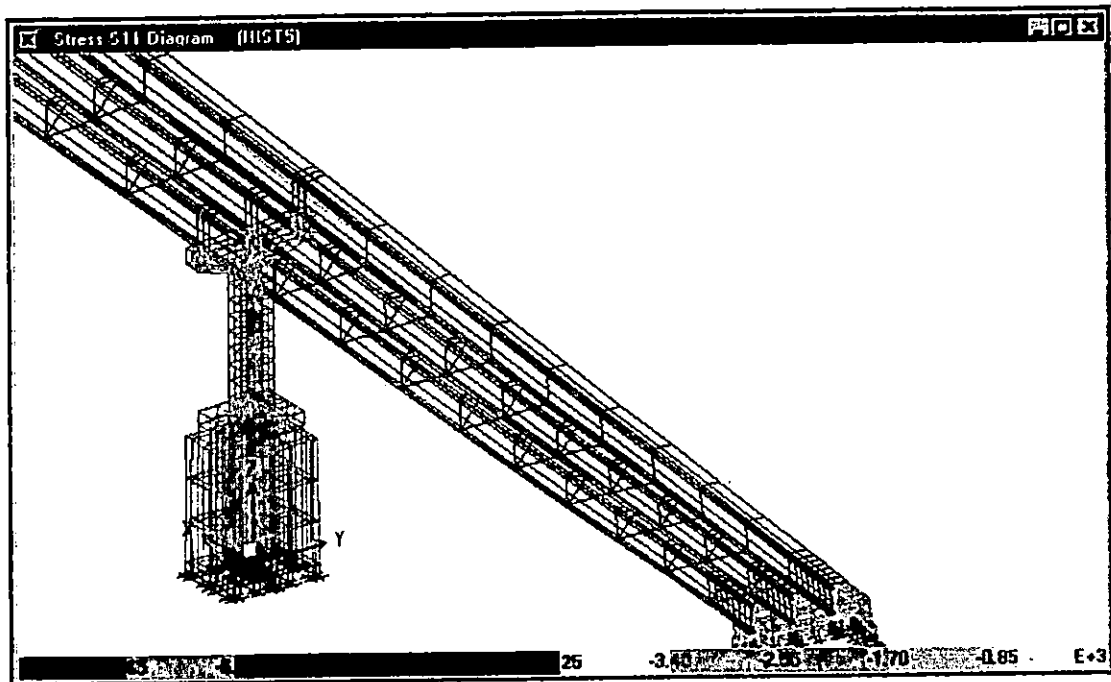


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



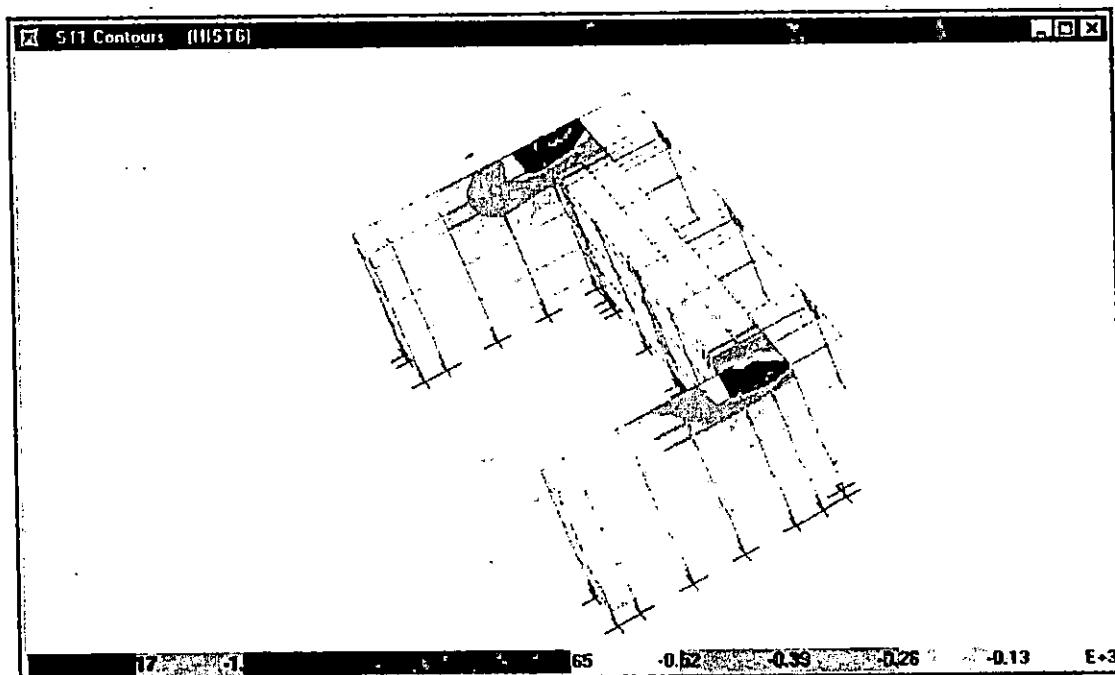
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH. (CONT)

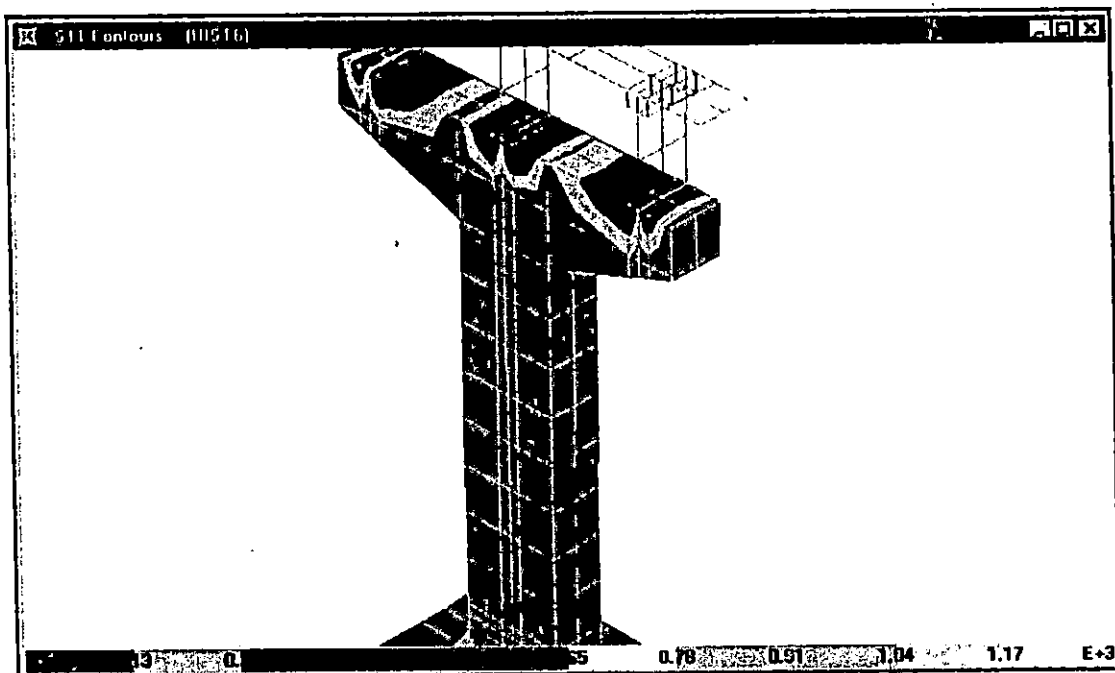


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.99 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

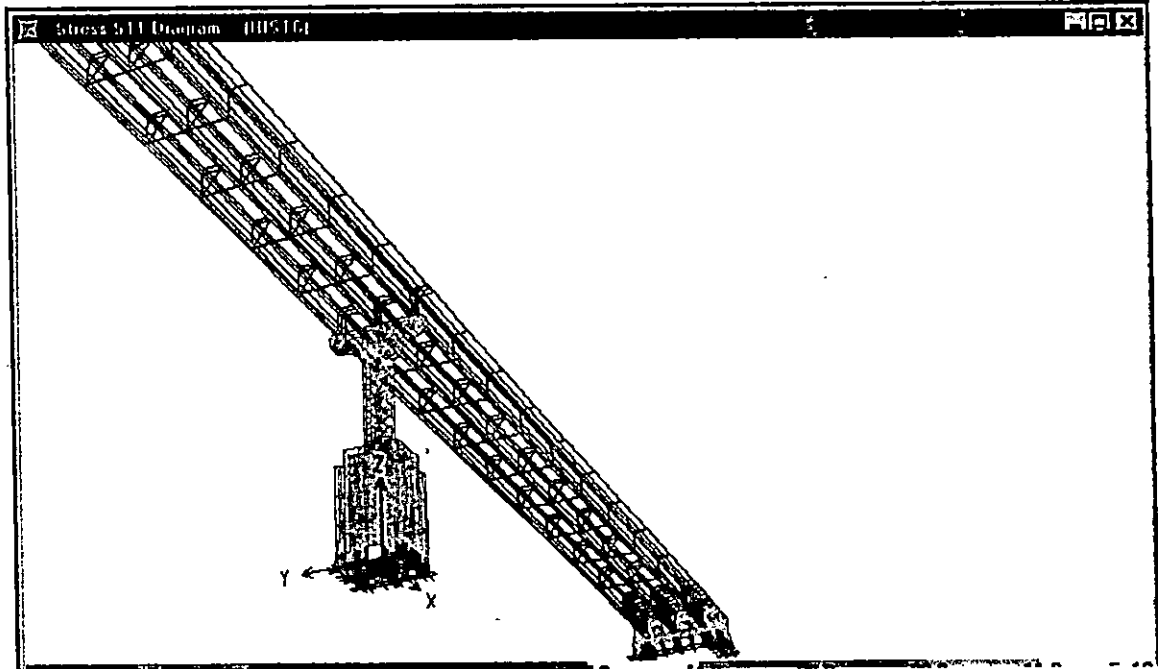


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



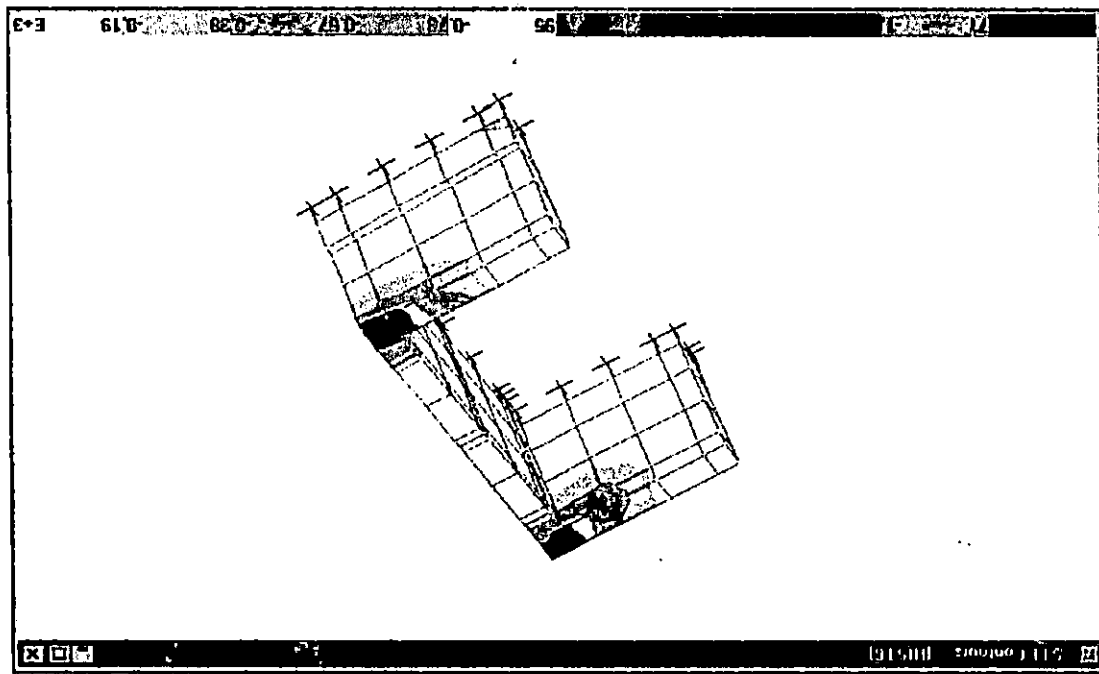
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

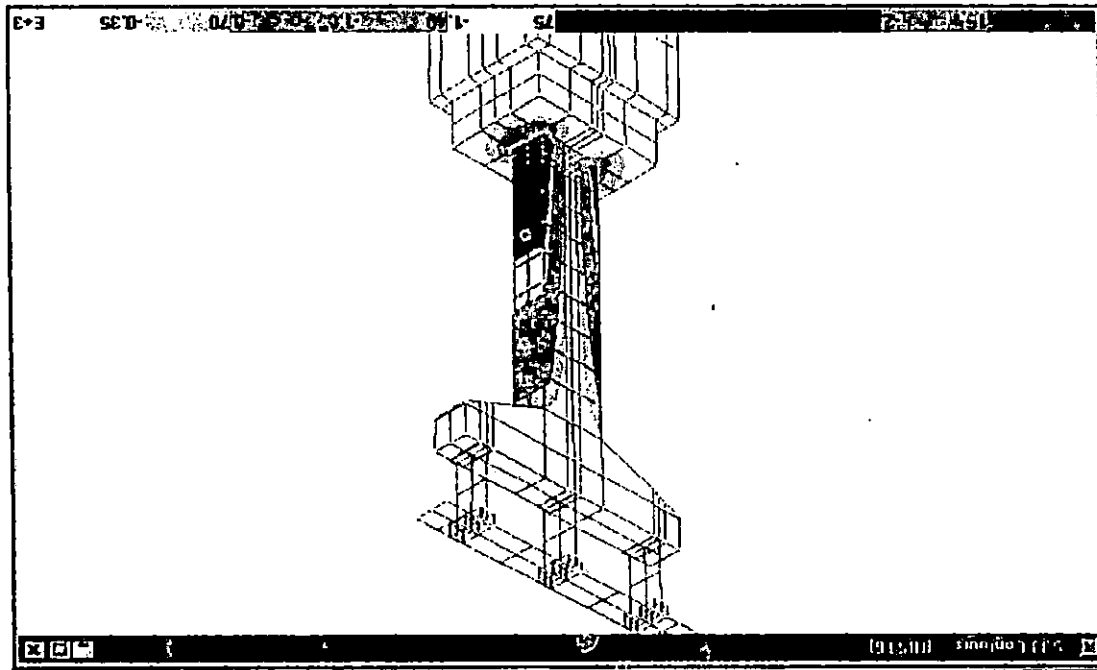


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA NO. 5.100 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.

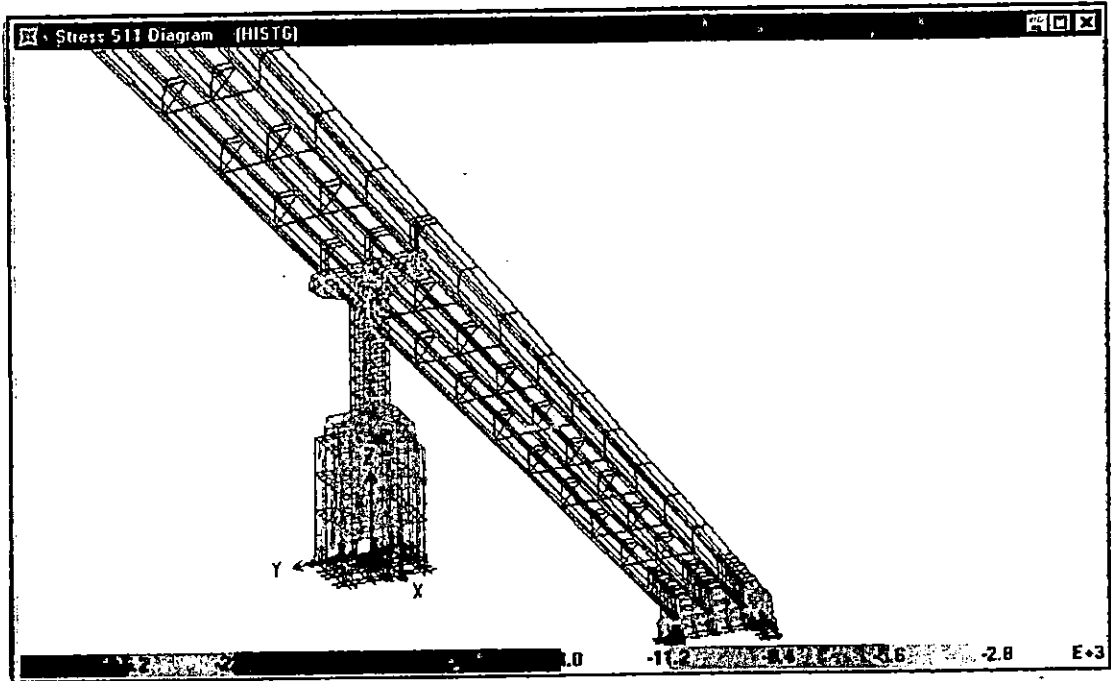


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



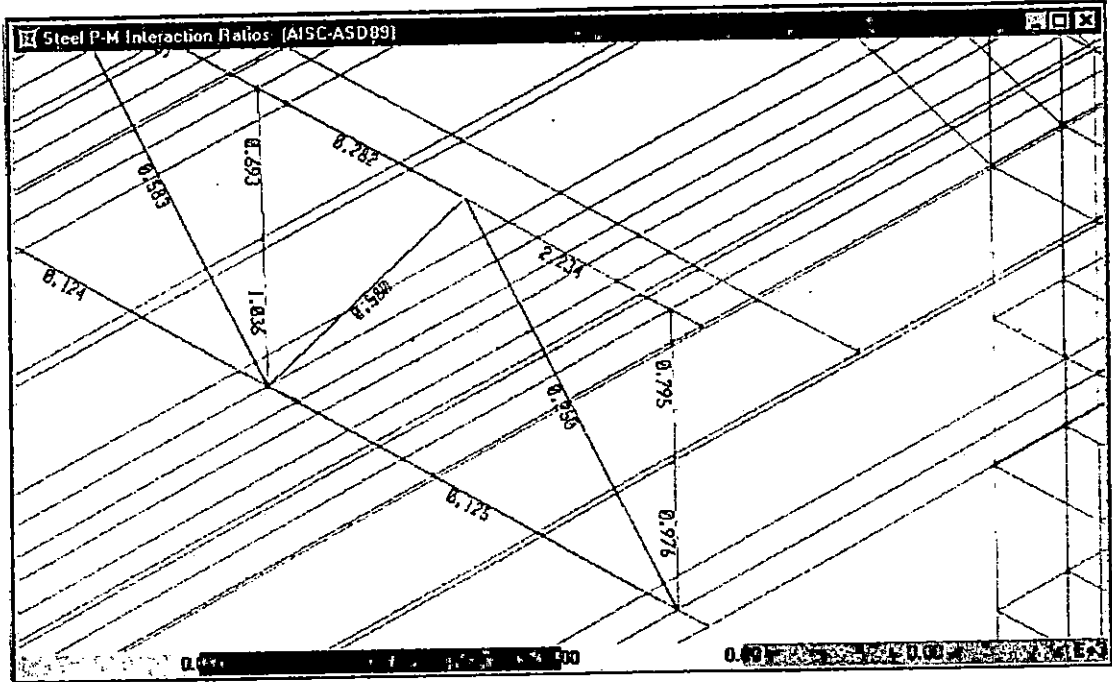
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO. (CONT)



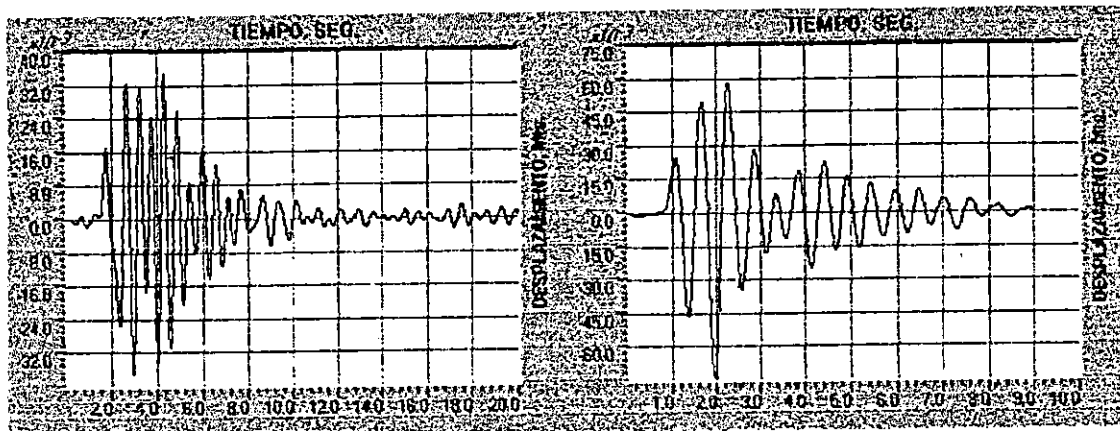
C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 101 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LOS ARRIOSTRAMIENTOS.



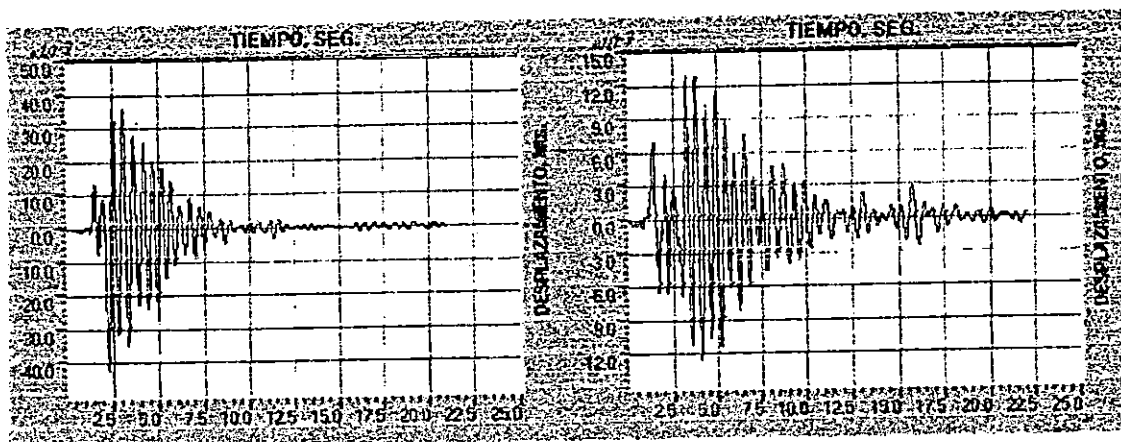
EL COLOR ROJO INDICA SOBRESFORZAMIENTO.

FIGURA No. 5.102 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



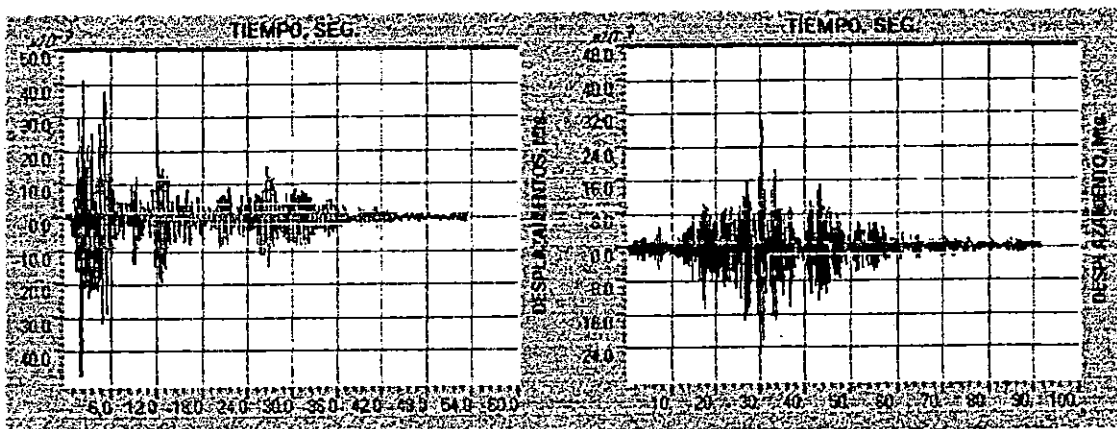
REGISTRO DEL IGN.

REGISTRO DEL CIG.



REGISTRO DEL HCR.

REGISTRO DEL HSH.



REGISTRO DE EL CENTRO.

REGISTRO DE LA ZSUB.

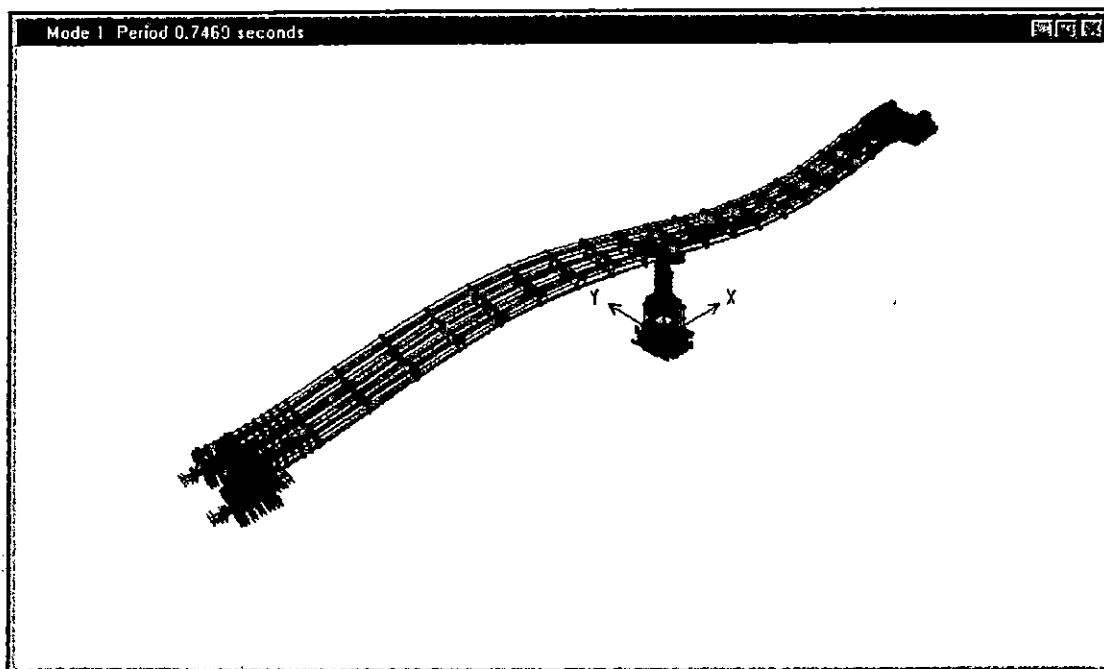
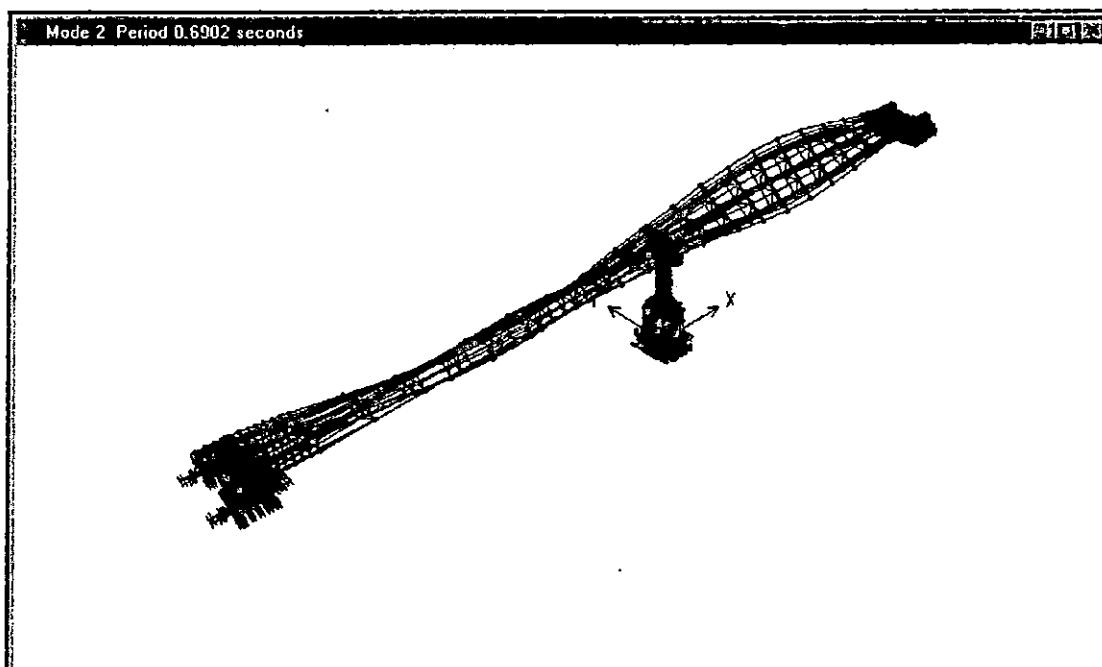
MODELO No. 3 PUENTE TENNESSE

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

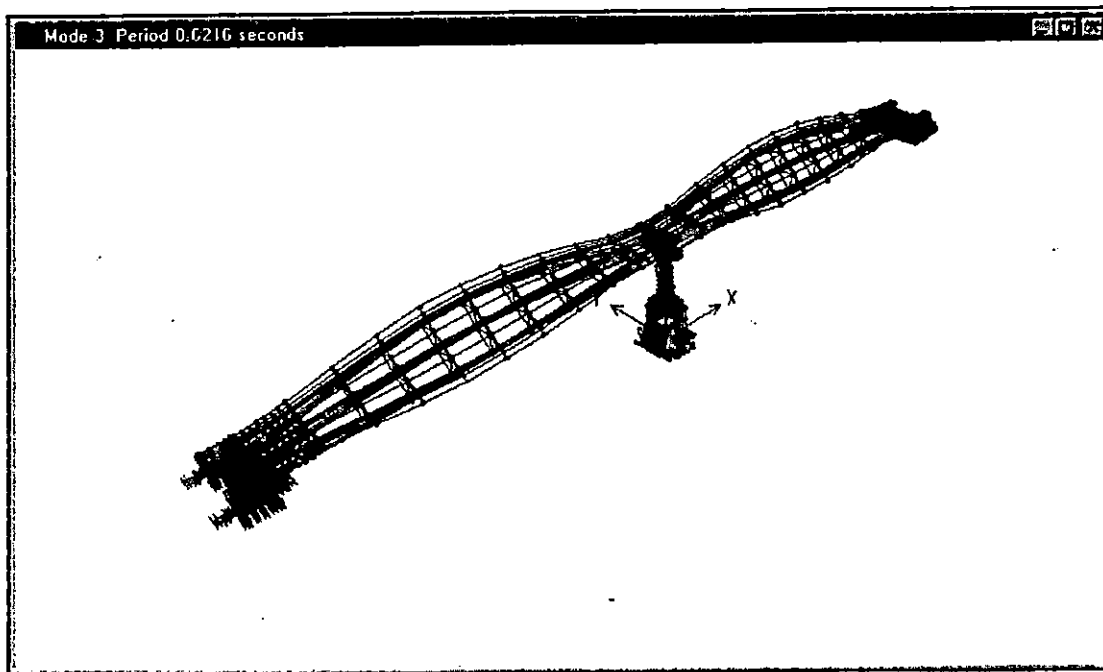
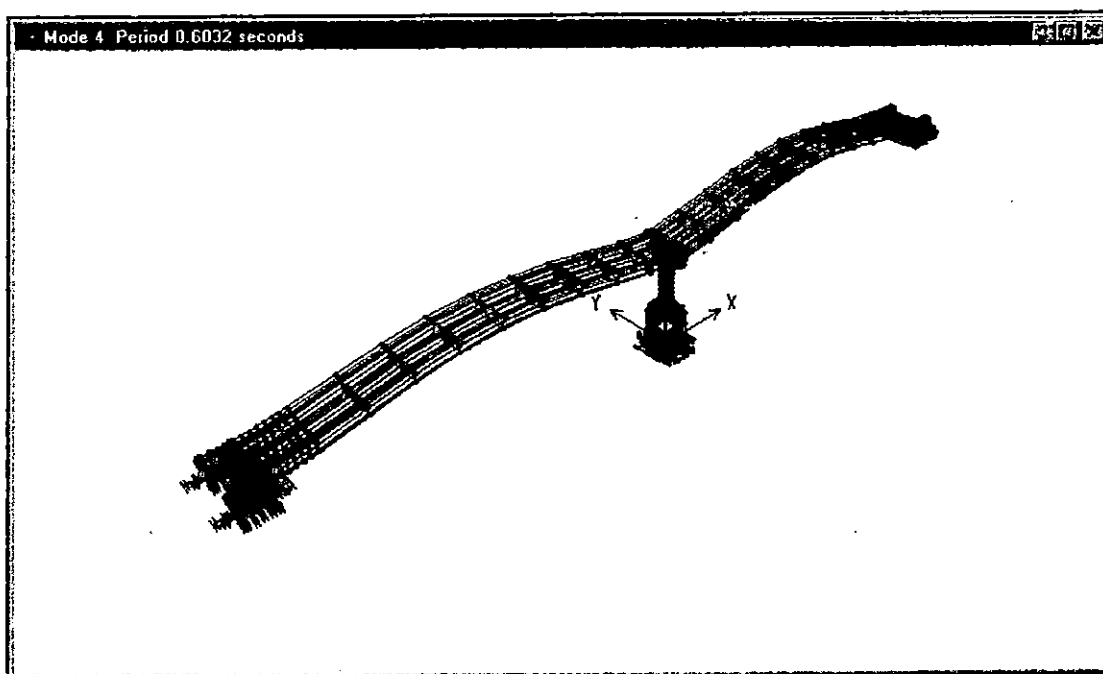
TABLA No. 5.28 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE.

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.74685	0.0384	0.0005	0.0101	0.0384	0.0005	0.0101
2	0.69023	0.0004	0.0001	0.0290	0.0388	0.0006	0.0391
3	0.62165	0.0001	22.8080	0.1203	0.0388	22.8086	0.1594
4	0.60324	0.0001	0.2965	39.2643	0.0390	23.1051	39.4237
5	0.56521	0.0002	20.6063	0.1481	0.0392	43.7114	39.5718
6	0.28455	0.0664	0.0001	0.0002	0.1056	43.7115	39.5721
7	0.28141	0.0031	0.0001	0.0003	0.1087	43.7116	39.5723
8	0.27335	0.0007	0.0000	0.0004	0.1094	43.7116	39.5727
9	0.27053	0.0003	0.0001	0.0004	0.1098	43.7117	39.5731
10	0.26754	0.0002	0.0000	0.0170	0.1100	43.7117	39.5901
11	0.16834	0.0014	0.3659	0.0060	0.1114	44.0776	39.5962
12	0.16788	0.0010	0.1171	0.0011	0.1123	44.1947	39.5973
13	0.16720	0.4148	0.0024	0.0010	0.5272	44.1971	39.5983
14	0.16358	0.0010	0.0005	6.8227	0.5281	44.1976	46.4209
15	0.15339	0.0008	1.0898	0.0006	0.5290	45.2874	46.4216
16	0.12739	0.0000	6.0981	0.0000	0.5290	51.3855	46.4216
17	0.11999	0.0022	1.0194	0.0000	0.5311	52.4049	46.4216
18	0.11974	0.0002	0.1689	0.0000	0.5313	52.5738	46.4216
19	0.11901	1.1544	0.0003	0.0000	1.6857	52.5741	46.4216
20	0.11781	0.0017	0.0005	0.0015	1.6874	52.5746	46.4231

FIGURA No. 5.103 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE TENNESSEE.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.7469$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.6902$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE TENNESSEE. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.6216$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.6032$  Seg.

## PUENTE TENNESSE

ANALISIS CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.96 - 1.12	0.055 - 0.100	0.60 - 0.90	0.105 - 0.140	0.25 - 0.30	0.12 - 0.16
HIST min*	IGN	1.36 - 1.19	0.30 - 0.24	1.20 - 0.90	0.175 - 0.140	0.30 - 0.25	0.32 - 0.28
HIST max	CIG	2.10 - 2.45	0.24 - 0.36	1.80 - 2.40	0.395 - 0.330	0.60 - 0.50	0.45 - 0.375
HIST min*	CIG	2.45 - 2.10	0.55 - 0.44	2.40 - 1.80	0.39 - 0.325	0.60 - 0.50	0.45 - 0.375
HIST max	HCR	1.05 - 1.20	0.275 - 0.33	0.90 - 1.20	0.16 - 0.20	0.35 - 0.40	0.245 - 0.28
HIST min*	HCR	1.36 - 1.19	0.26 - 0.195	0.90 - 0.60	0.16 - 0.12	0.495 - 0.44	0.315 - 0.27
HIST max	HSH	0.49 - 0.56	0.066 - 0.088	0.30 - 0.40	0.070 - 0.084	0.168 - 0.18	0.102 - 0.119
HIST min*	HSH	0.56 - 0.49	0.096 - 0.072	0.40 - 0.30	0.06 - 0.075	0.18 - 0.168	0.119 - 0.102
HIST max	ZSUB	0.98 - 1.12	0.15 - 0.20	0.75 - 1.0	0.14 - 0.168	0.36 - 0.405	0.245 - 0.28
HIST min*	ZSUB	1.12 - 0.98	0.20 - 0.15	1.00 - 0.75	0.168 - 0.140	0.405 - 0.36	0.24 - 0.21
HIST max	ELCENTRO	1.33 - 1.52	0.21 - 0.28	0.70 - 1.05	0.20 - 0.24	0.48 - 0.54	0.28 - 0.32
HIST min*	ELCENTRO	1.52 - 1.33	0.28 - 0.21	1.05 - 0.70	0.24 - 0.20	0.54 - 0.48	0.36 - 0.315

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.29 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

## PUENTE DE TENNESSE

ANALISIS CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.64 - 0.80	0.33 - 0.385	1.80 - 2.10	0.245 - 0.28	0.15 - 0.20	0.20 - 0.24
HIST min*	IGN	0.68 - 0.51	0.36 - 0.30	2.10 - 1.80	0.28 - 0.245	0.10 - 0.05	0.24 - 0.20
HIST max	CIG	1.05 - 1.40	0.60 - 0.72	3.60 - 4.20	0.455 - 0.52	0.300 - 0.40	0.35 - 0.42
HIST min*	CIG	1.40 - 1.05	0.77 - 0.66	4.80 - 4.20	0.52 - 0.455	0.40 - 0.30	0.45 - 0.375
HIST max	HCR	0.60 - 0.75	0.385 - 0.44	1.80 - 2.10	0.24 - 0.28	0.10 - 0.15	0.21 - 0.245
HIST min*	HCR	0.68 - 0.51	0.325 - 0.26	2.10 - 1.80	0.28 - 0.24	0.11 - 0.055	0.315 - 0.27
HIST max	HSB	0.28 - 0.35	0.154 - 0.176	0.60 - 0.70	0.098 - 0.112	0.02 - 0.04	0.085 - 0.102
HIST min*	HSB	0.35 - 0.28	0.192 - 0.168	0.70 - 0.60	0.105 - 0.090	0.04 - 0.02	0.085 - 0.068
HIST max	ZSUB	0.56 - 0.70	0.25 - 0.30	1.50 - 1.75	0.224 - 0.252	0.045 - 0.09	0.175 - 0.21
HIST min*	ZSUB	0.70 - 0.56	0.30 - 0.25	1.75 - 1.50	0.252 - 0.224	0.09 - 0.045	0.21 - 0.175
HIST max	ELCENTRO	0.76 - 0.95	0.35 - 0.42	2.10 - 2.45	0.28 - 0.32	0.06 - 0.12	0.20 - 0.24
HIST min*	ELCENTRO	0.95 - 0.76	0.42 - 0.35	2.45 - 2.10	0.32 - 0.28	0.12 - 0.06	0.315 - 0.27

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.30 ESFUERZOS EN LA PILA.**

## PUENTE TENNESSE

ANALISIS CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS.

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	4.80 - 7.20	1.65 - 2.20	1.60 - 2.00	0.11 - 0.165	0.14 - 0.175
HIST min*	IGN	4.80 - 2.40	2.75 - 2.20	1.80 - 1.35	0.165 - 0.11	0.14 - 0.105
HIST max	CIG	15.0 - 10.0	2.80 - 4.20	2.70 - 3.60	0.24 - 0.36	0.225 - 0.30
HIST min*	CIG	15.0 - 10.0	4.40 - 3.30	4.25 - 3.40	0.33 - 0.22	0.325 - 0.26
HIST max	HCR	5.00 - 7.50	1.80 - 2.40	1.35 - 1.80	0.24 - 0.30	0.14 - 0.175
HIST min*	HCR	7.20 - 4.80	2.40 - 1.80	2.25 - 1.80	0.18 - 0.12	0.14 - 0.112
HIST max	HSH	3.40 - 4.25	0.80 - 1.00	0.90 - 1.20	0.076 - 0.095	0.06 - 0.075
HIST min*	HSH	4.25 - 3.40	1.10 - 0.88	1.20 - 0.90	0.076 - 0.057	0.075 - 0.06
HIST max	ZSUB	6.00 - 8.00	1.50 - 2.00	1.80 - 2.25	0.20 - 0.25	0.112 - 0.14
HIST min*	ZSUB	8.00 - 6.00	2.00 - 1.50	2.25 - 1.80	0.25 - 0.20	0.15 - 0.12
HIST max	ELCENTRO	8.40 - 11.20	1.95 - 2.60	1.50 - 2.00	0.26 - 0.325	0.16 - 0.20
HIST min*	ELCENTRO	11.20 - 8.40	2.60 - 1.95	2.25 - 1.80	0.325 - 0.260	0.175 - 0.14

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

TABLA No. 5.31 ESFUERZOS EN LAS VIGAS .

## PUENTE TENNESSE

ANALISIS CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton/m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.00 - 2.40	0.00 - 0.55	0.00 - 0.40	0.00 - 0.055	0.00 - 0.035
HIST min*	IGN	2.40 - 0.00	0.55 - 0.00	0.45 - 0.00	0.055 - 0.00	0.035 - 0.00
HIST max	CIG	0.00 - 5.00	0.00 - 1.40	0.00 - 0.90	0.00 - 0.12	0.00 - 0.075
HIST min*	CIG	5.00 - 0.00	1.10 - 0.00	0.85 - 0.00	0.11 - 0.00	0.065 - 0.00
HIST max	HCR	0.00 - 2.50	0.00 - 0.60	0.00 - 0.45	0.00 - 0.06	0.00 - 0.035
HIST min*	HCR	2.4 - 0.00	0.60 - 0.00	0.45 - 0.00	0.06 - 0.00	0.028 - 0.00
HIST max	HSH	0.00 - 0.85	0.00 - 0.20	0.00 - 0.30	0.00 - 0.019	0.00 - 0.015
HIST min*	HSH	0.85 - 0.00	0.22 - 0.00	0.30 - 0.00	0.019 - 0.00	0.015 - 0.00
HIST max	ZSUB	0.00 - 2.00	0.00 - 0.50	0.00 - 0.45	0.00 - 0.05	0.00 - 0.028
HIST min*	ZSUB	2.00 - 0.00	0.50 - 0.00	0.45 - 0.00	0.05 - 0.00	0.030 - 0.00
HIST max	ELCENTRO	0.00 - 2.80	0.00 - 0.65	0.00 - 0.50	0.00 - 0.065	0.00 - 0.040
HIST min*	ELCENTRO	2.80 - 0.00	0.65 - 0.00	0.45 - 0.00	0.065 - 0.00	0.035 - 0.00

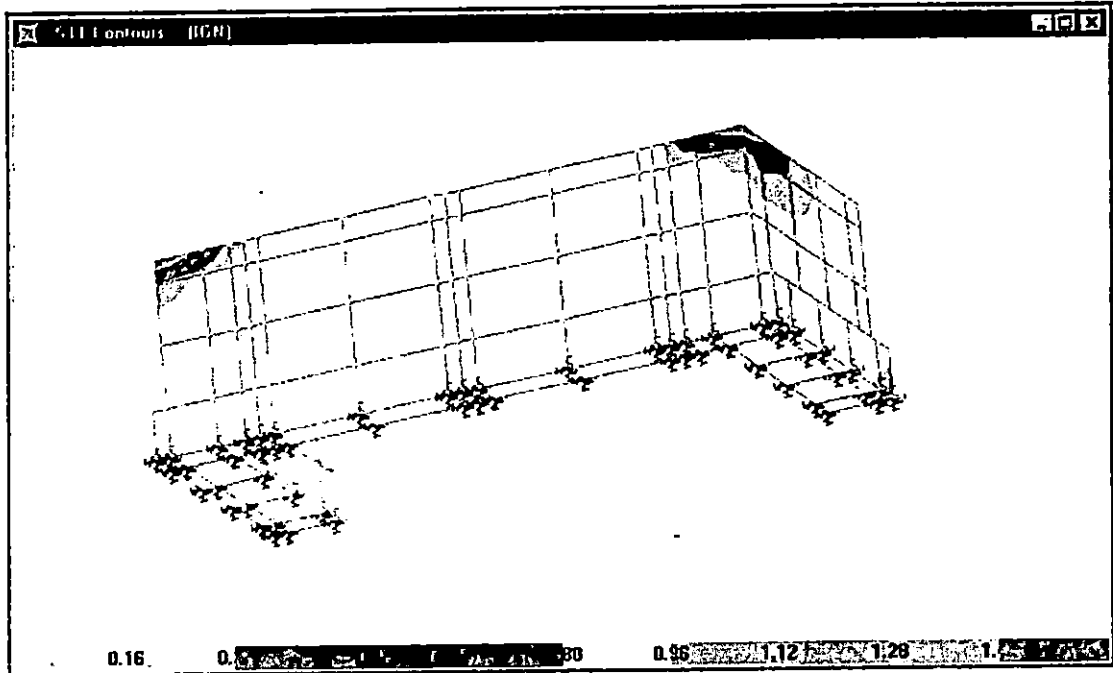
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

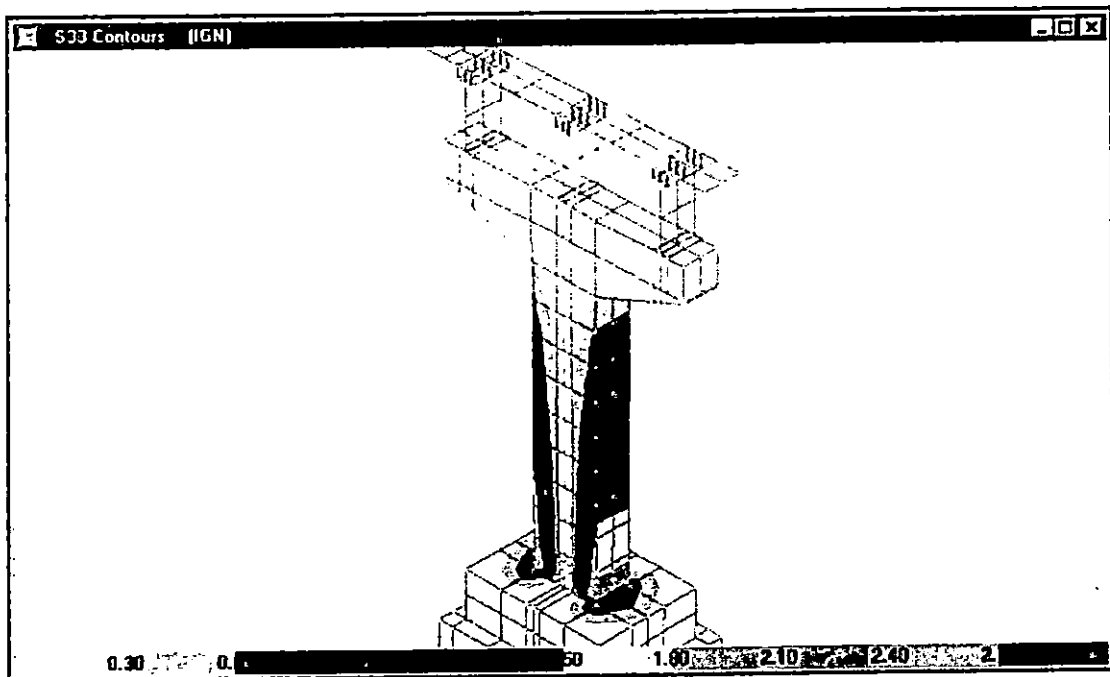
TABLA No. 5.32 ESFUERZOS EN LA LOSA .

**PUENTE TENNESSE.**

**FIGURA No. 5.104 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.**

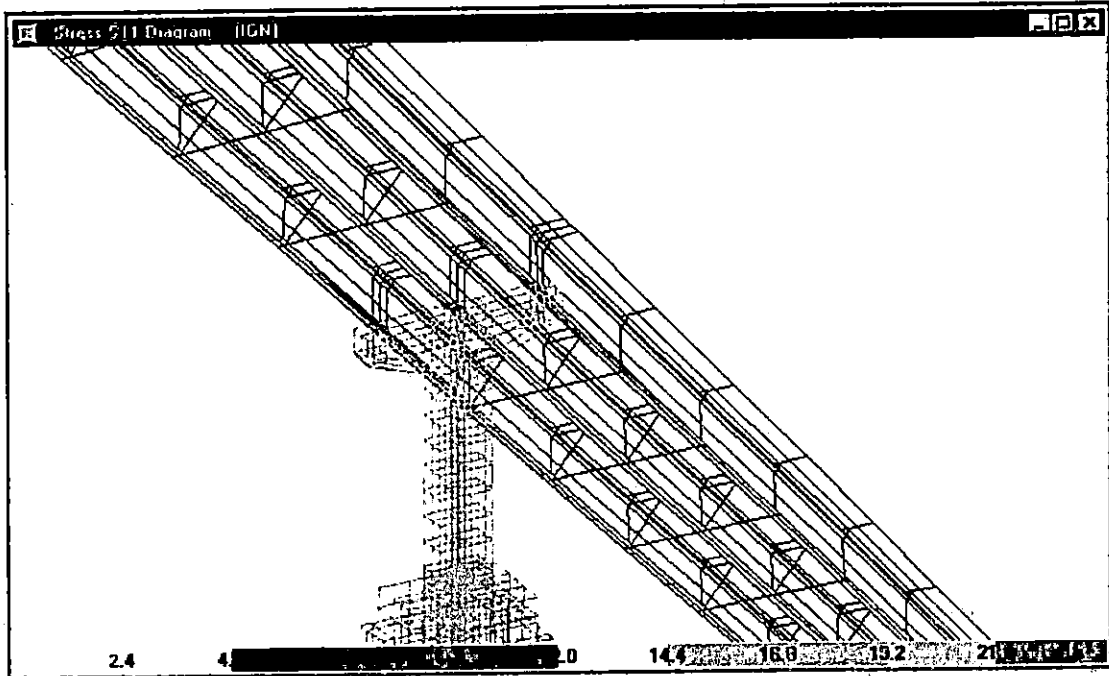


**A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**



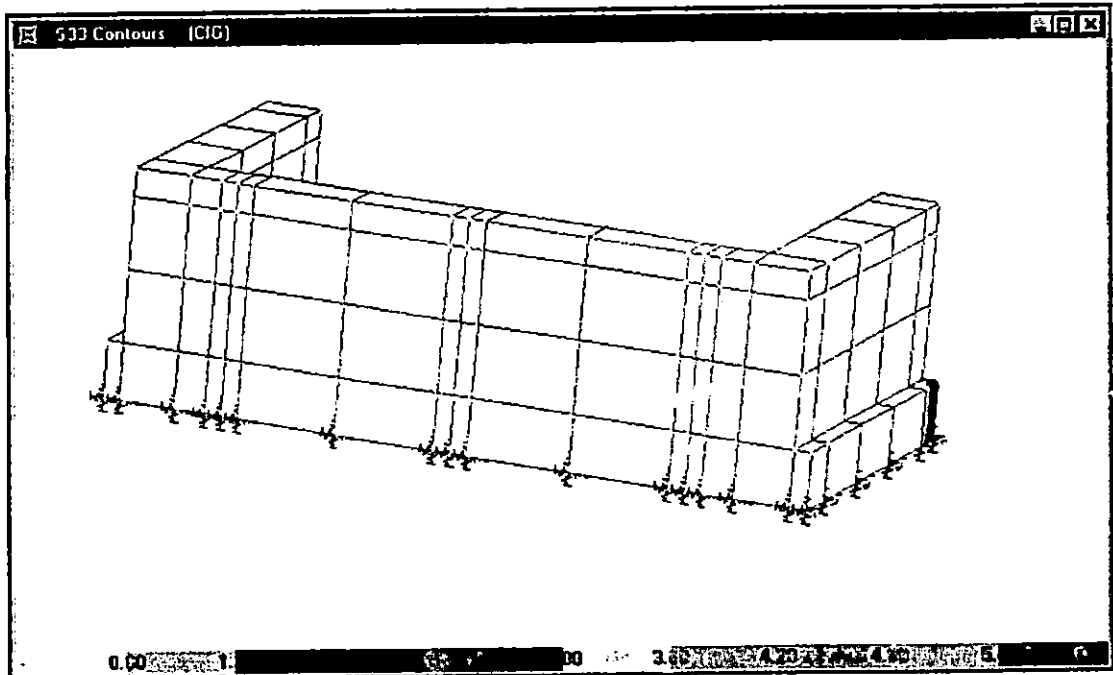
**B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

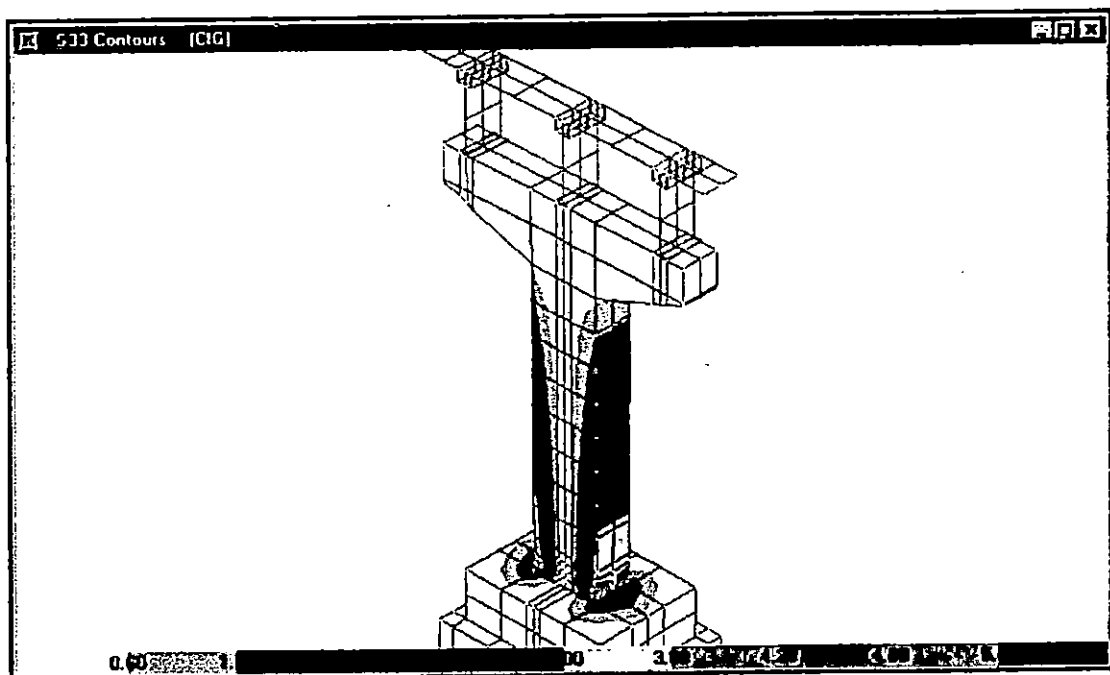


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.105 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

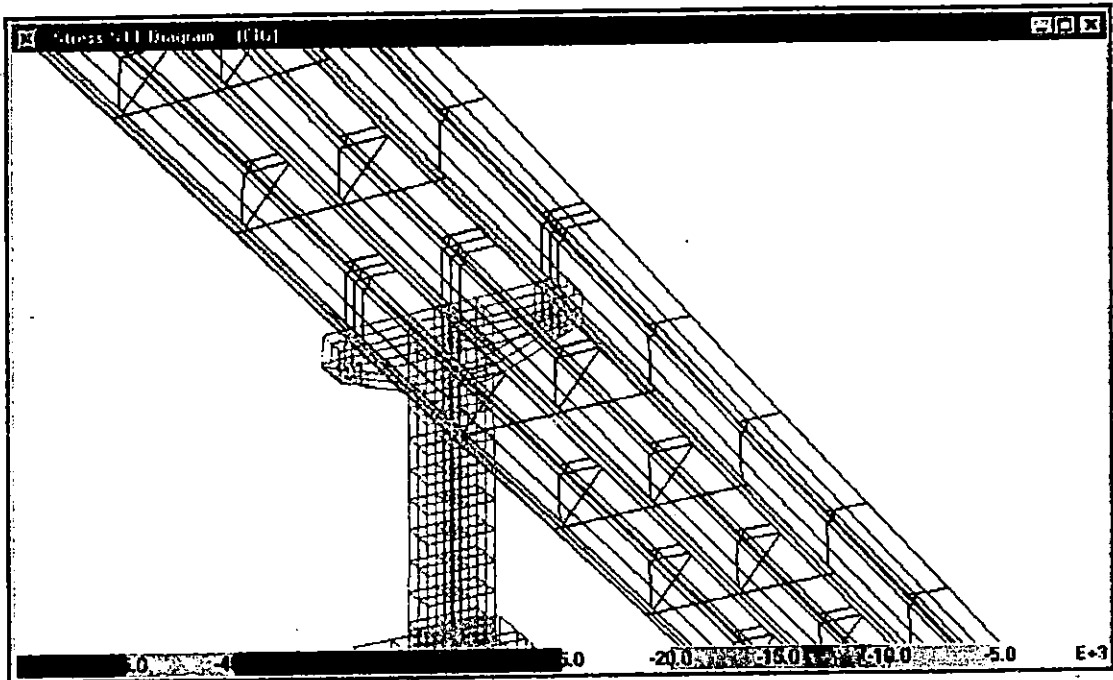


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



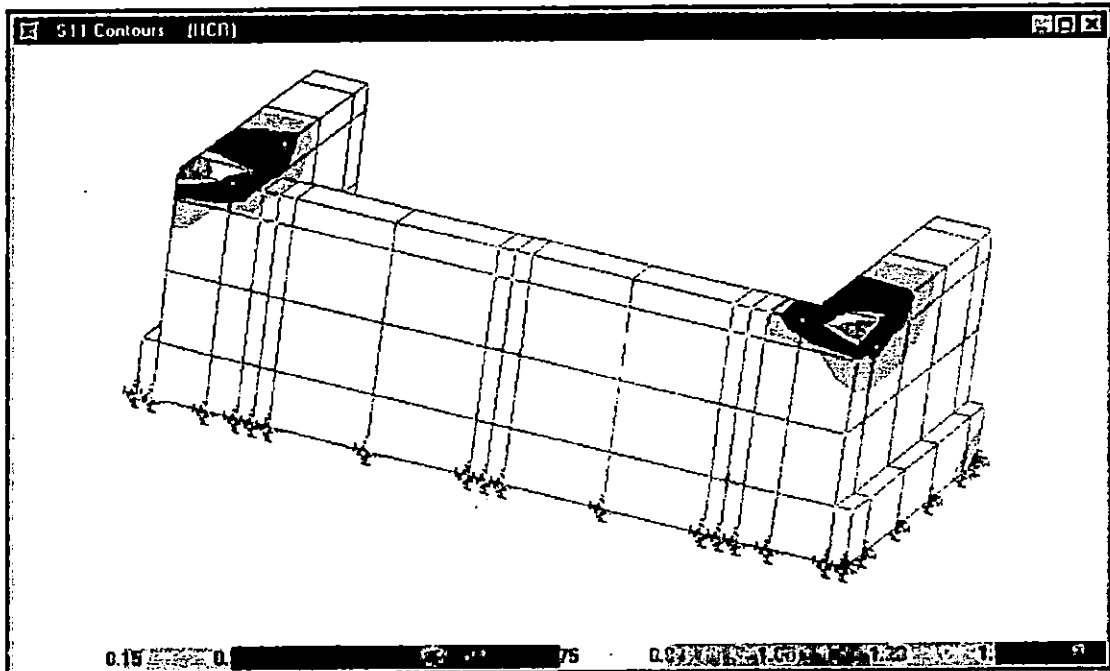
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MINIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

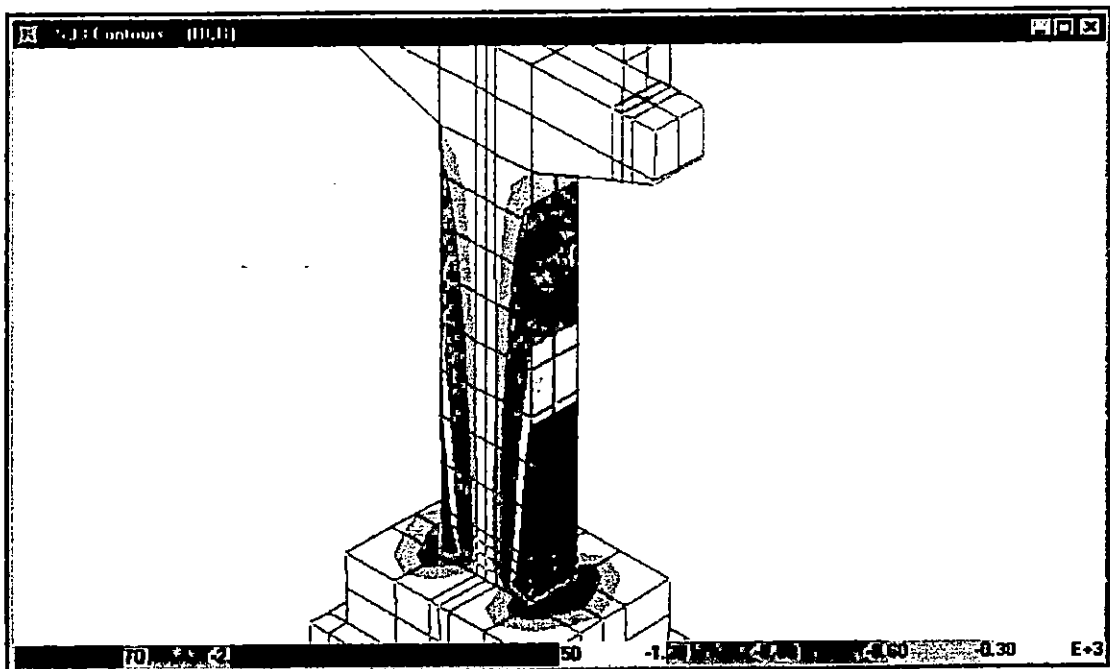


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.106 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

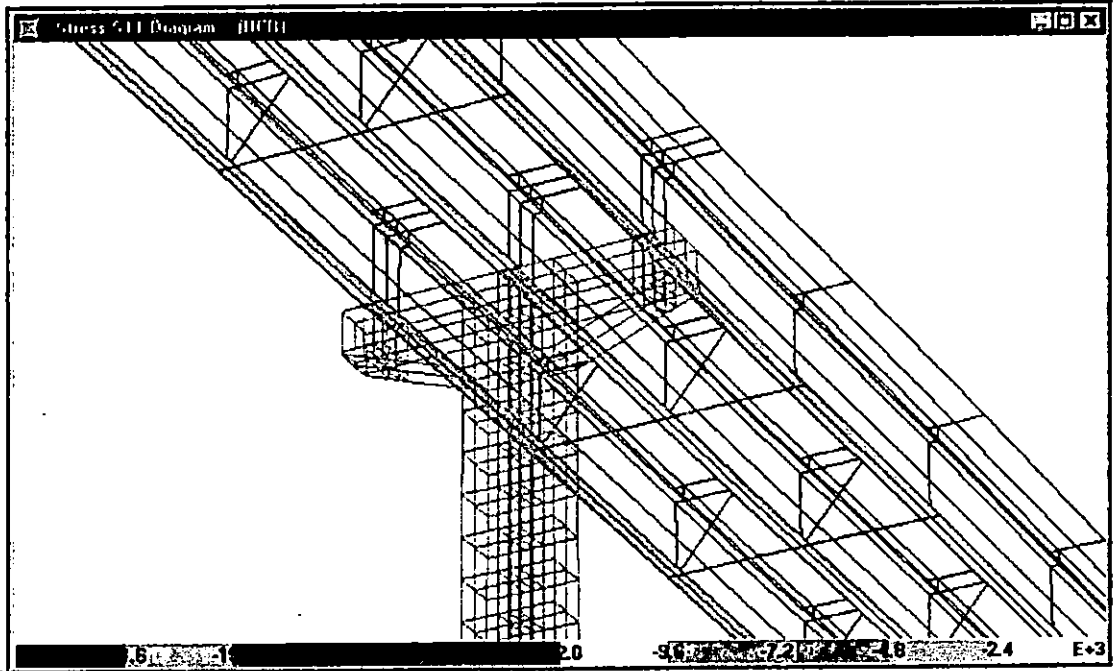


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



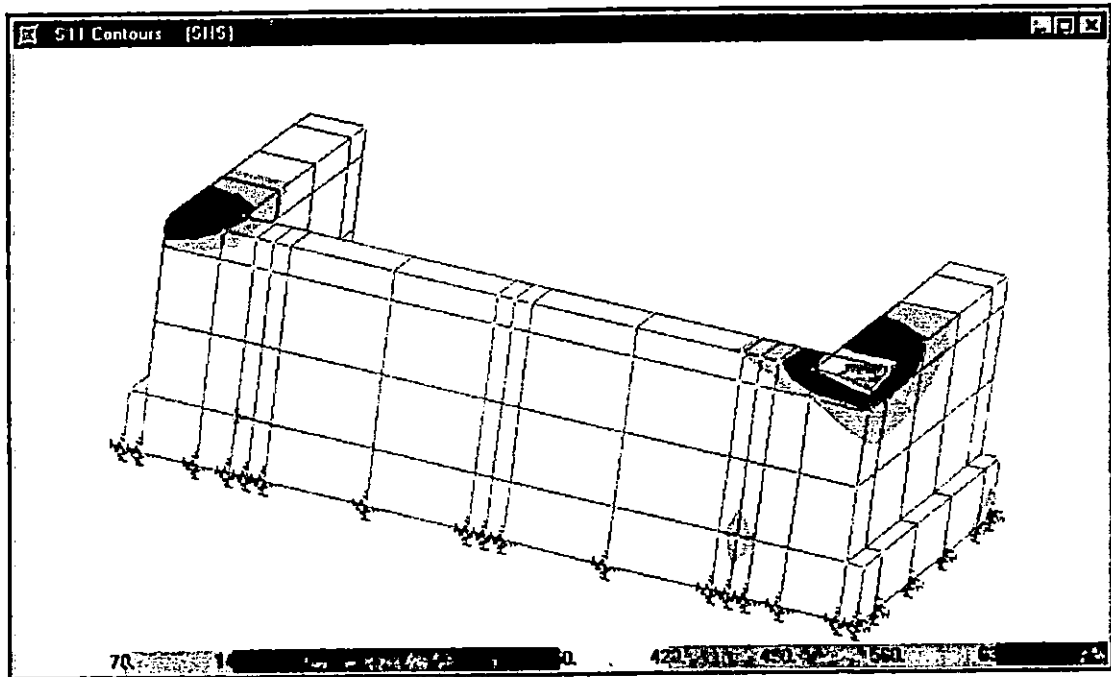
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR. (CONT)

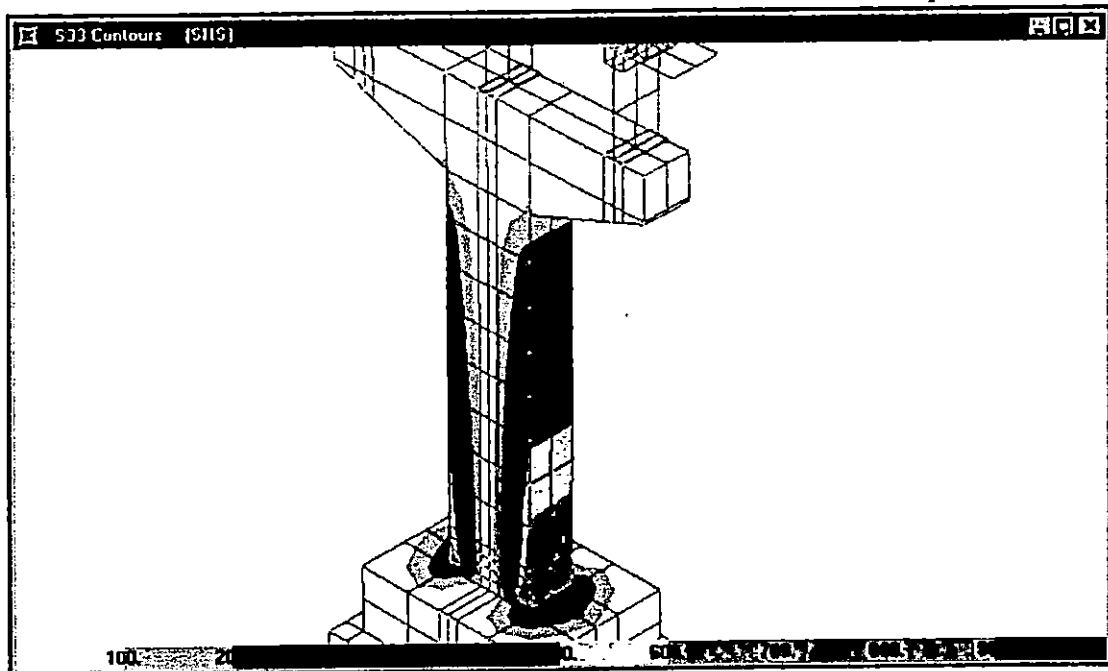


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.107 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH.

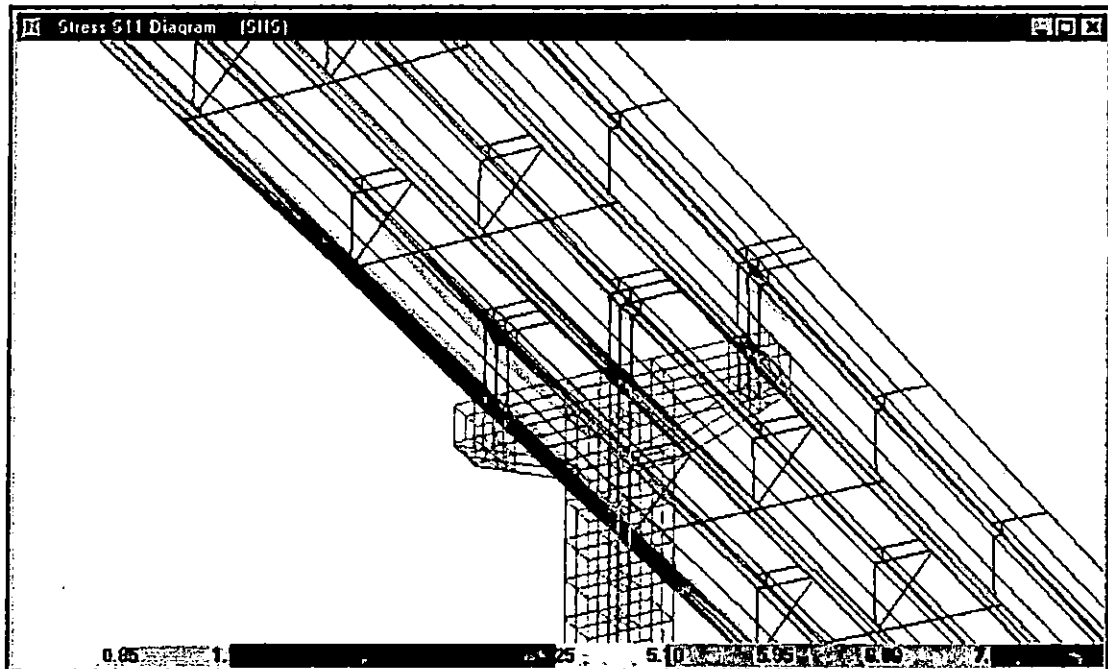


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



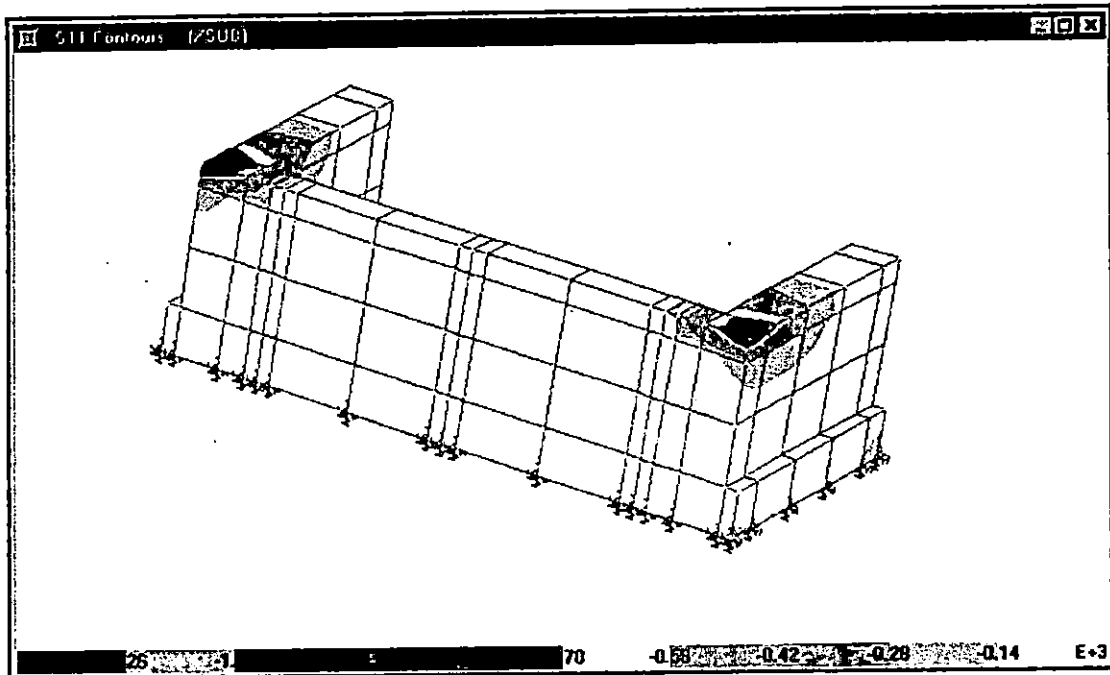
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH.

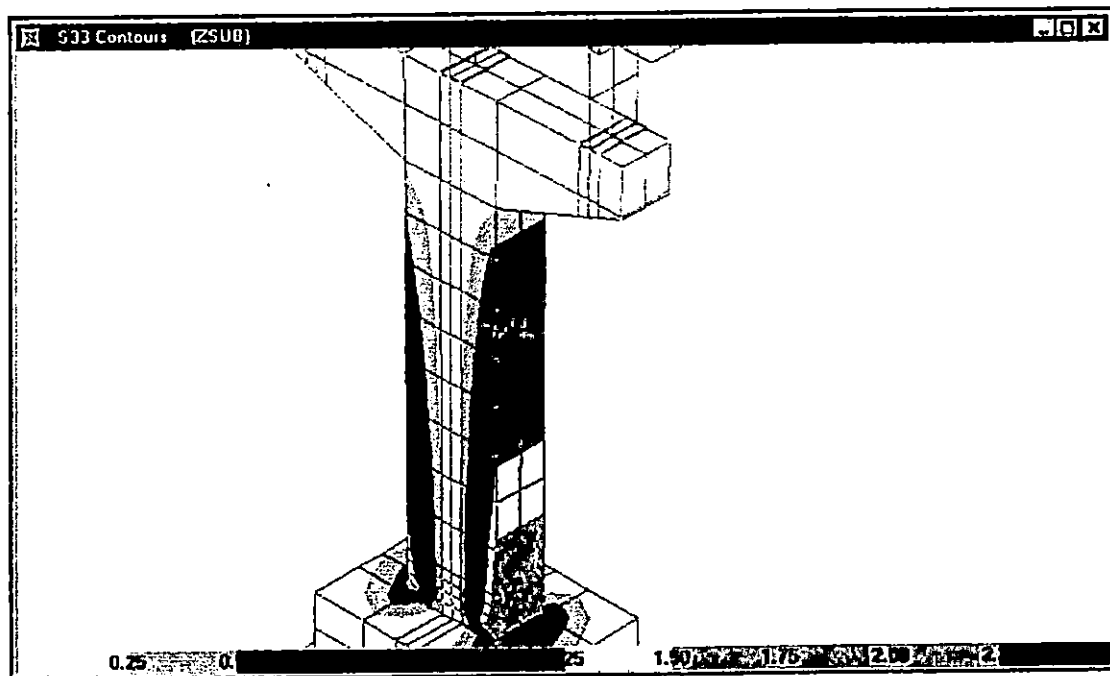


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 108 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

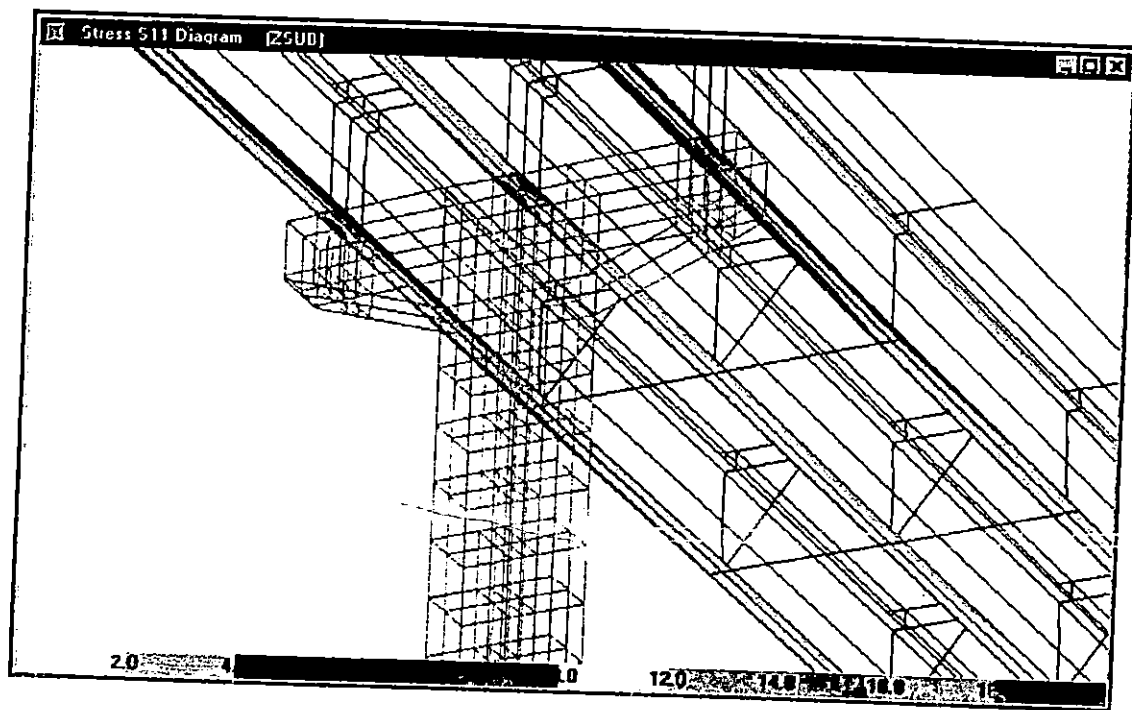


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



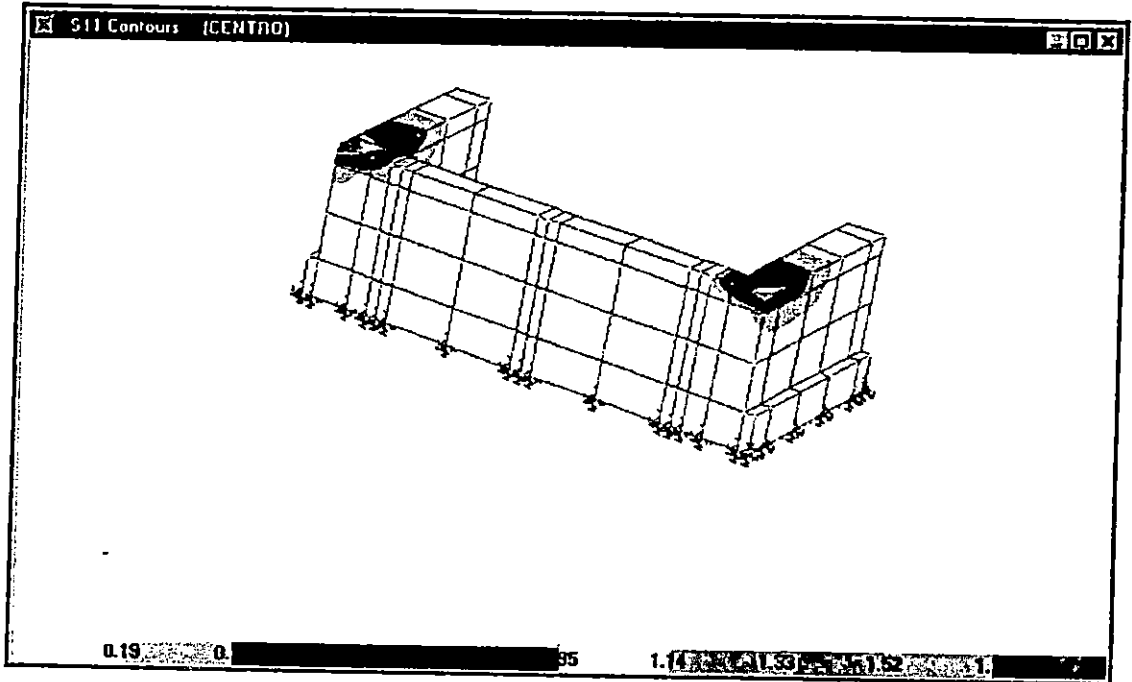
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DIISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

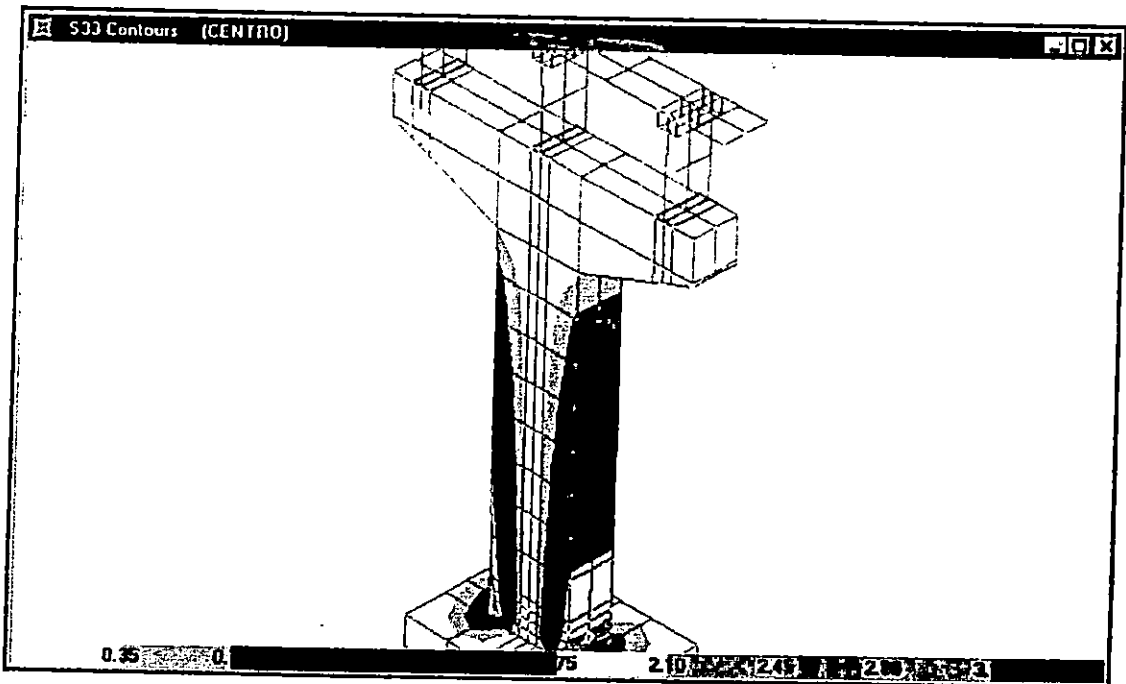


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.109 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.

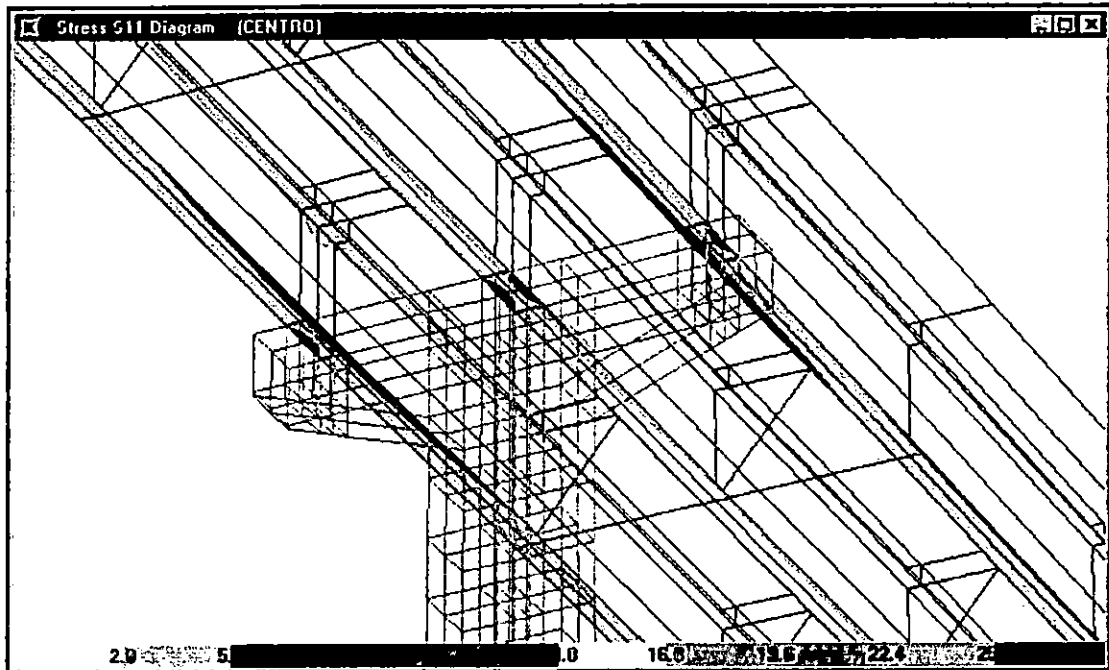


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



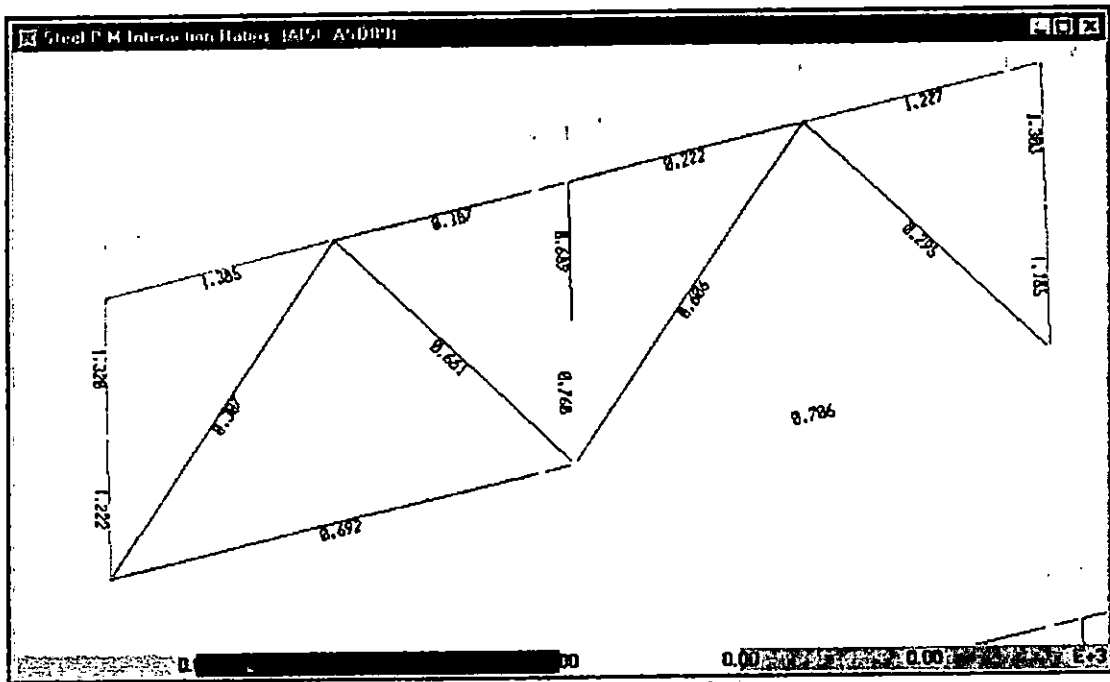
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO. (CONT)



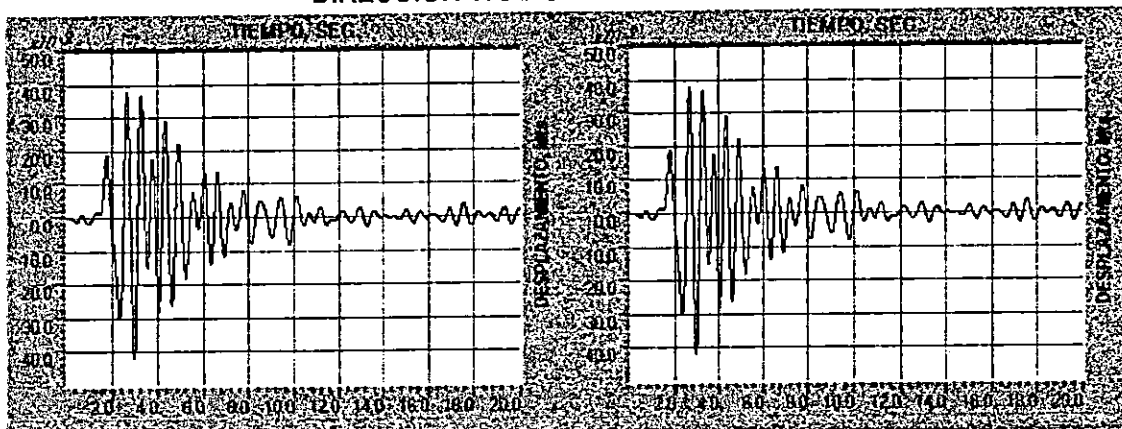
C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.110 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LOS ARRIOSTRAMIENTOS.



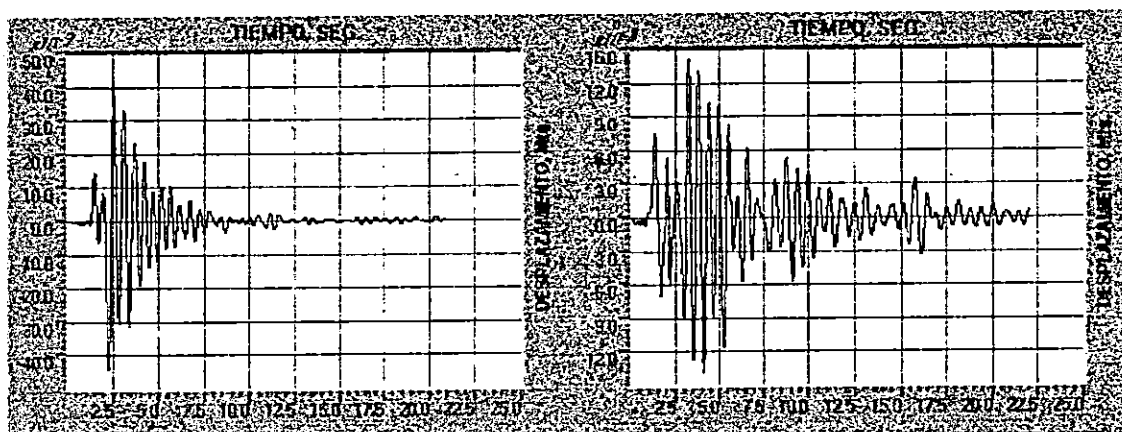
EL COLOR ROJO INDICA SOBRESFORZAMIENTO DEL ELEMENTO.

FIGURA No. 5.111 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



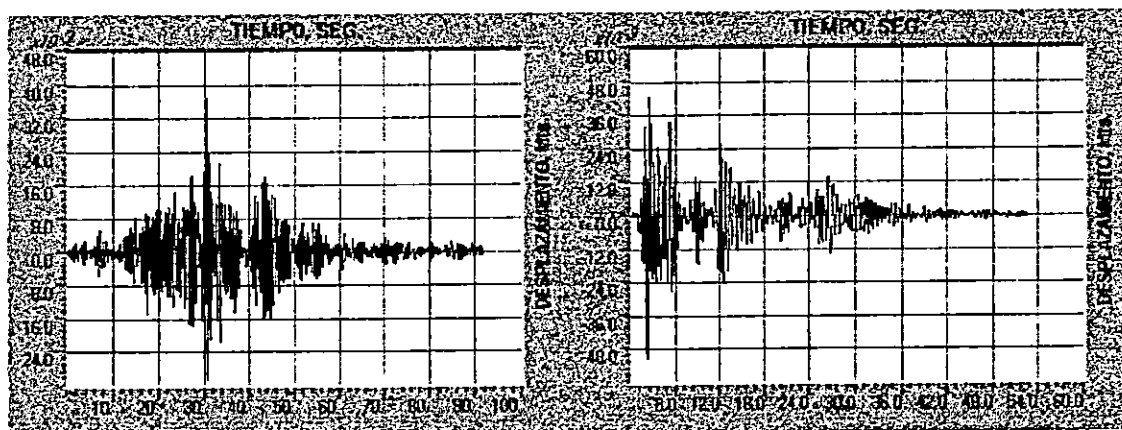
A. REGISTRO DEL IGN.

B. REGISTRO DEL CIG.



C. REGISTRO DEL HCR.

D. REGISTRO DEL HSH.



E. REGISTRO DE LA ZSUB.

F. REGISTRO DE EL CENTRO.

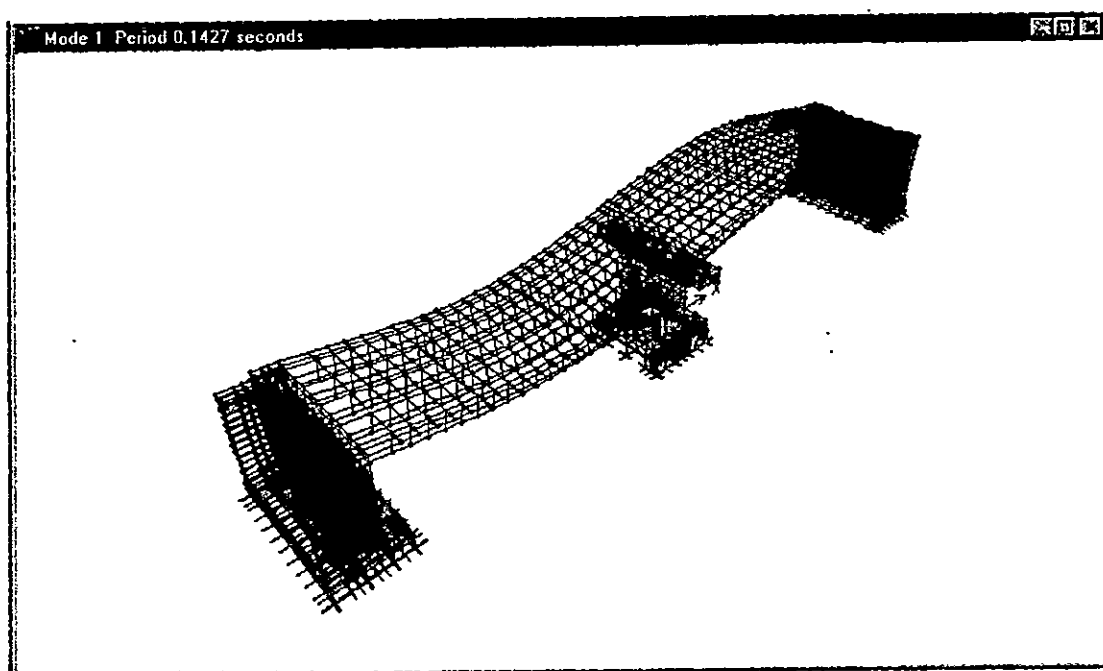
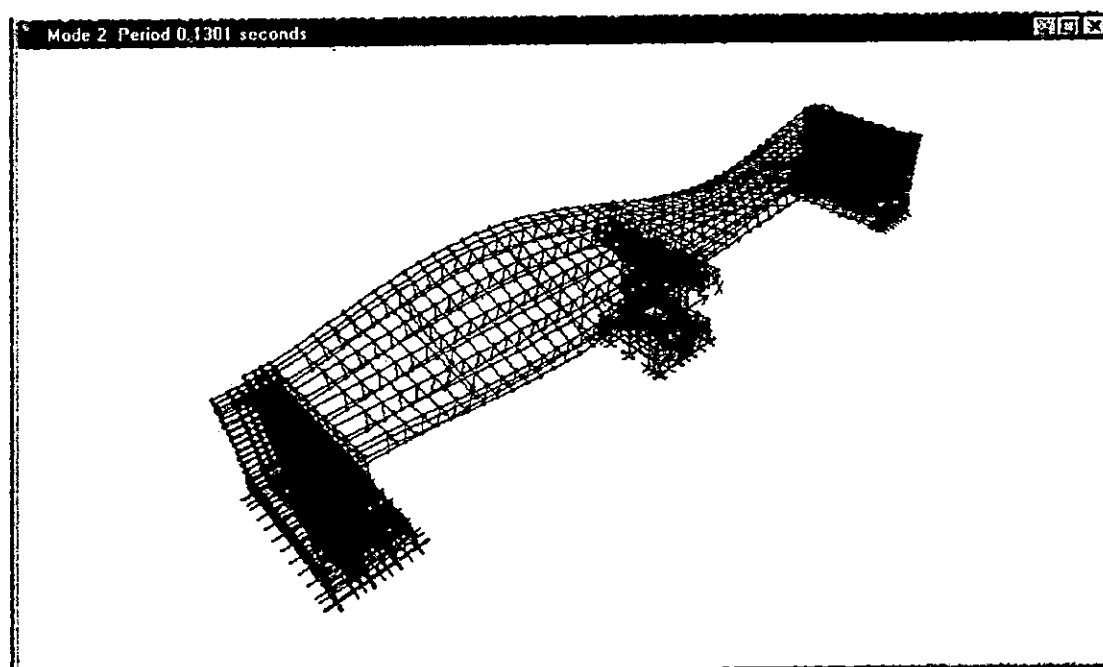
MODELO No. 4 PUENTE SAN ANTONIO.

ANALISIS LINEAL

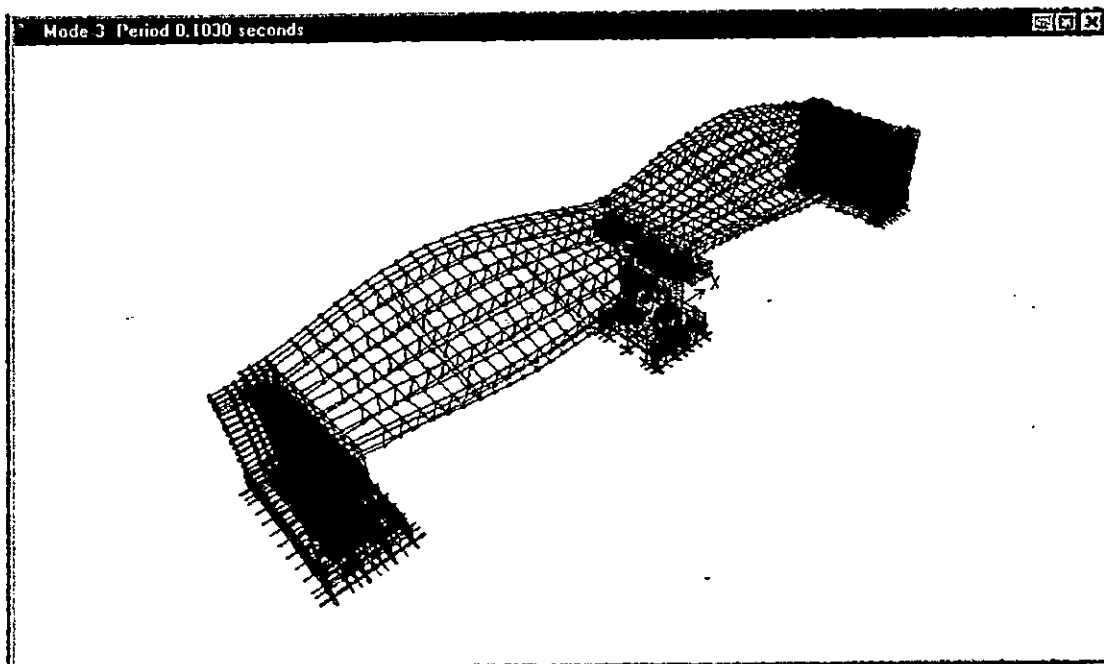
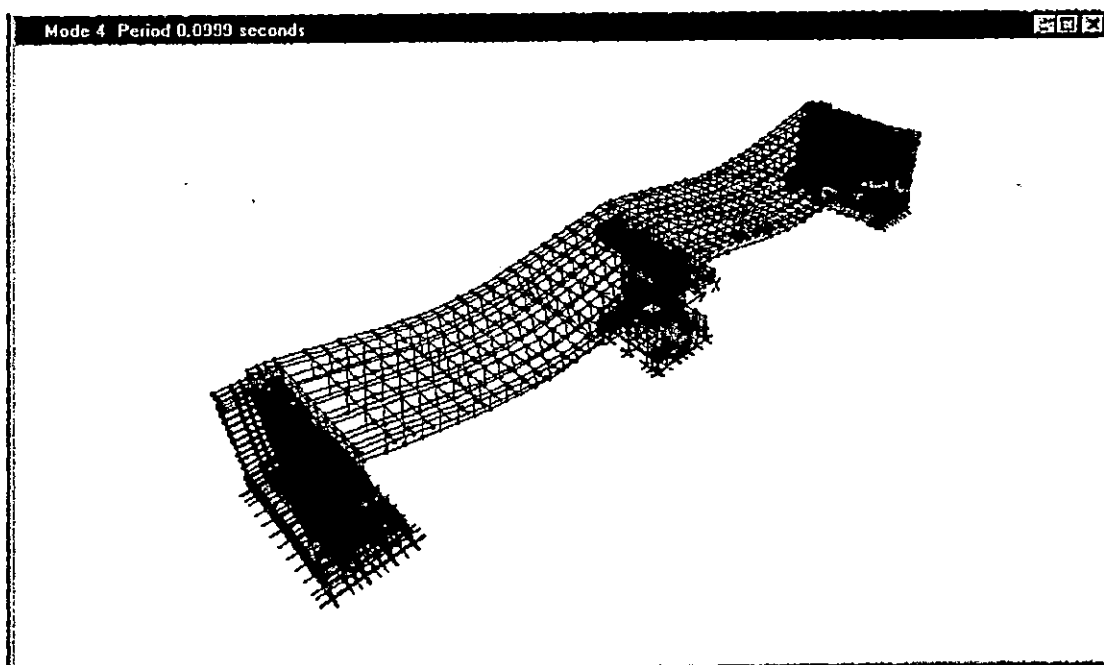
TABLA No. 5.33 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE.

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.142691	5.2160	0.0000	0.0030	5.2160	0.0000	0.0030
2	0.130162	0.0000	0.0029	0.0000	5.2160	0.0029	0.0030
3	0.106785	0.0000	18.4524	0.0000	5.2160	18.4554	0.0030
4	0.105024	0.0057	0.0000	34.4395	5.2218	18.4554	34.4425
5	0.090331	0.0000	19.1422	0.0000	5.2218	37.5976	34.4425
6	0.078299	58.8580	0.0000	0.0069	64.0798	37.5976	34.4494
7	0.056276	0.0000	0.0017	0.0000	64.0798	37.5992	34.4494
8	0.04776	0.0042	0.0000	0.4413	64.0840	37.5992	34.8907
9	0.04703	0.0000	0.3656	0.0000	64.0840	37.9649	34.8907
10	0.046598	0.0000	0.0005	0.0000	64.0840	37.9654	34.8907
11	0.044501	2.6063	0.0000	0.0000	66.6904	37.9654	34.8907
12	0.040398	0.0002	0.0000	0.0000	66.6905	37.9654	34.8907
13	0.039639	0.0000	0.0000	0.0002	66.6906	37.9654	34.8909
14	0.035005	0.0000	2.9890	0.0000	66.6906	40.9544	34.8909
15	0.033369	0.0179	0.0000	0.1857	66.7085	40.9544	35.0766
16	0.031549	0.0002	0.0000	0.0233	66.7087	40.9544	35.0999
17	0.030763	0.0004	0.0000	0.0000	66.7091	40.9544	35.0999
18	0.028648	0.0000	2.7521	0.0000	66.7091	43.7065	35.0999
19	0.028455	0.0000	0.0110	0.0012	66.7091	43.7175	35.1011
20	0.027729	0.0003	0.0000	6.0327	66.7094	43.7175	41.1337

FIGURA No. 5.112 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE SAN ANTONIO.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1427$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1301$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE SAN ANTONIO. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.1030$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.0999$  Seg.

**PUENTE SAN ANTONIO**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.084 - 0.096	0.018 - 0.027	0.196 - 0.224	0.018 - 0.023	0.05 - 0.06	0.024 - 0.03
HIST min*	IGN	0.072 - 0.06	0.024 - 0.016	0.252 - 0.224	0.022 - 0.017	0.06 - 0.05	0.026 - 0.019
HIST max	CIG	0.091 - 0.104	0.024 - 0.016	0.18 - 0.225	0.030 - 0.036	0.05 - 0.06	0.027 - 0.036
HIST min*	CIG	0.168 - 0.144	0.036 - 0.024	0.32 - 0.28	0.0375 - 0.03	0.075 - 0.06	0.04 - 0.03
HIST max	HCR	0.175 - 0.20	0.06 - 0.08	0.385 - 0.44	0.036 - 0.048	0.096 - 0.12	0.052 - 0.065
HIST min*	HCR	0.245 - 0.21	0.054 - 0.036	0.48 - 0.42	0.066 - 0.055	0.114 - 0.095	0.078 - 0.065
HIST max	HSH	0.112 - 0.128	0.045 - 0.06	0.385 - 0.44	0.03 - 0.040	0.102 - 0.119	0.048 - 0.06
HIST min*	HSH	0.108 - 0.09	0.056 - 0.042	0.495 - 0.44	0.04 - 0.03	0.126 - 0.112	0.055 - 0.044
HIST max	ZSUB	0.007 - 0.009	0.002 - 0.003	0.018 - 0.022	0.002 - 0.003	0.006 - 0.007	0.006 - 0.005
HIST min*	ZSUB	0.008 - 0.006	0.004 - 0.003	0.022 - 0.018	0.003 - 0.002	0.006 - 0.005	0.005 - 0.006
HIST max	ELCENTRO	0.009 - 0.013	0.005 - 0.006	0.030 - 0.036	0.003 - 0.004	0.007 - 0.009	0.007 - 0.008
HIST min*	ELCENTRO	0.017 - 0.014	0.005 - 0.004	0.036 - 0.030	0.004 - 0.003	0.011 - 0.009	0.008 - 0.007

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL HSH.

**TABLA No. 5.34 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

**PUENTE SAN ANTONIO**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.385 - 0.440	0.420 - 0.480	0.180 - 0.225	0.070 - 0.084	0.132 - 0.154	0.090 - 0.105
HIST min*	IGN	0.440 - 0.385	0.500 - 0.440	0.225 - 0.180	0.085 - 0.071	0.154 - 0.132	0.105 - 0.090
HIST max	CIG	0.050 - 0.075	0.100 - 0.120	0.330 - 0.385	0.024 - 0.026	0.048 - 0.072	0.052 - 0.065
HIST min*	CIG	0.035 - 0.000	0.108 - 0.090	0.360 - 0.300	0.026 - 0.024	0.072 - 0.048	0.065 - 0.052
HIST max	HCR	0.032 - 0.048	0.075 - 0.090	0.275 - 0.330	0.020 - 0.030	0.034 - 0.051	0.024 - 0.036
HIST min*	HCR	0.050 - 0.034	0.090 - 0.075	0.330 - 0.275	0.030 - 0.020	0.051 - 0.034	0.036 - 0.024
HIST max	HSB	0.024 - 0.036	0.045 - 0.054	0.168 - 0.196	0.014 - 0.018	0.020 - 0.040	0.030 - 0.036
HIST min*	HSB	0.036 - 0.024	0.054 - 0.045	0.196 - 0.168	0.018 - 0.014	0.040 - 0.020	0.036 - 0.030
HIST max	ZSUB	0.002 - 0.005	0.001 - 0.002	0.009 - 0.014	0.00 - 0.0015	0.001 - 0.002	0.00 - 0.0018
HIST min*	ZSUB	0.006 - 0.005	0.002 - 0.001	0.014 - 0.010	0.0015 - 0.00	0.003 - 0.002	0.0018 - 0.00
HIST max	ELCENTRO	0.005 - 0.009	0.002 - 0.004	0.018 - 0.024	0.000 - 0.001	0.002 - 0.004	0.001 - 0.003
HIST min*	ELCENTRO	0.007 - 0.004	0.004 - 0.002	0.024 - 0.018	0.0011 - 0.00	0.005 - 0.004	0.003 - 0.001

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL IGN.

**TABLA No. 5.35 ESFUERZOS EN LA PILA.**

## PUENTE SAN ANTONIO

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton/m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.240 - 0.280	0.132 - 0.154	0.060 - 0.070	0.0156 - 0.0182	0.0049 - 0.0056
HIST min*	IGN	0.240 - 0.210	0.152 - 0.133	0.070 - 0.060	0.0182 - 0.0156	0.0056 - 0.0049
HIST max	CIG	0.480 - 0.540	0.192 - 0.216	0.066 - 0.077	0.032 - 0.036	0.0077 - 0.0088
HIST min*	CIG	0.520 - 0.455	0.208 - 0.182	0.077 - 0.066	0.036 - 0.032	0.0099 - 0.0088
HIST max	HCR	0.245 - 0.280	0.154 - 0.176	0.063 - 0.072	0.014 - 0.016	0.0064 - 0.0072
HIST min*	HCR	0.224 - 0.196	0.176 - 0.154	0.072 - 0.063	0.016 - 0.014	0.0099 - 0.0088
HIST max	HSH	0.175 - 0.200	0.104 - 0.117	0.030 - 0.036	0.0112 - 0.0126	0.0048 - 0.0054
HIST min*	HSH	0.198 - 0.176	0.108 - 0.096	0.036 - 0.030	0.0136 - 0.0119	0.0050 - 0.0044
HIST max	ZSUB	0.0175 - 0.0210	0.0037 - 0.0045	0.0028 - 0.0035	0.0011 - 0.0013	0.0001 - 0.0002
HIST min*	ZSUB	0.0210 - 0.0175	0.0064 - 0.0056	0.0035 - 0.0028	0.0006 - 0.0004	0.0002 - 0.0001
HIST max	ELCENTRO	0.025 - 0.030	0.0084 - 0.0108	0.0044 - 0.0055	0.0021 - 0.0024	0.0002 - 0.0003
HIST min*	ELCENTRO	0.030 - 0.025	0.0077 - 0.0065	0.0055 - 0.0044	0.0019 - 0.0017	0.0003 - 0.0002

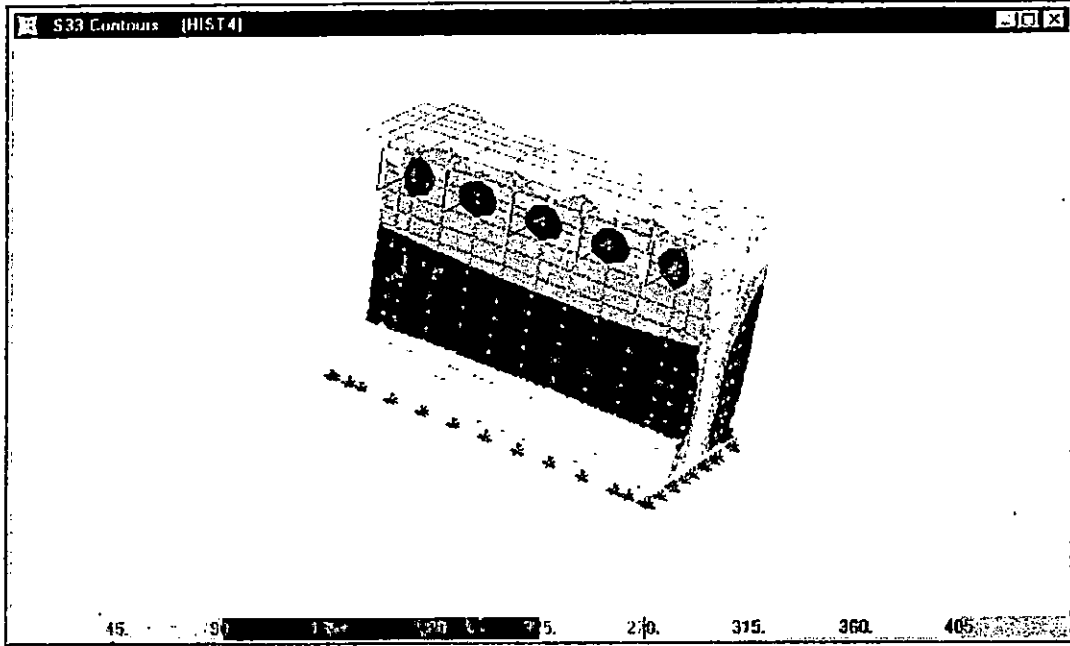
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

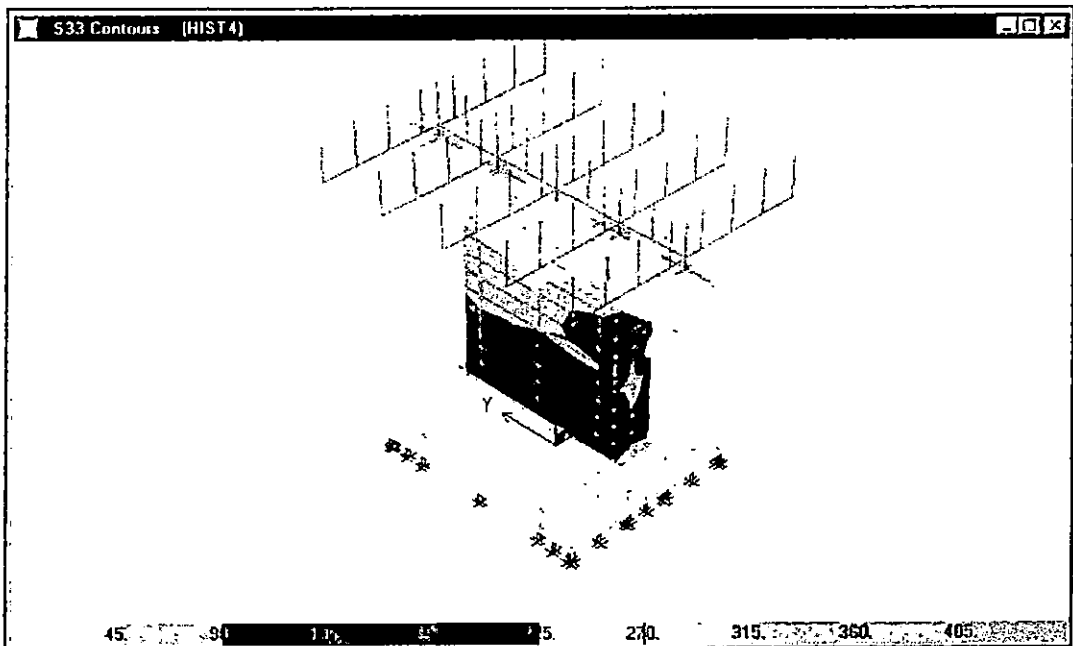
TABLA No. 5.36 ESFUERZOS EN LA LOSA .

**PUENTE SAN ANTONIO.**

**FIGURA No. 5.113 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.**

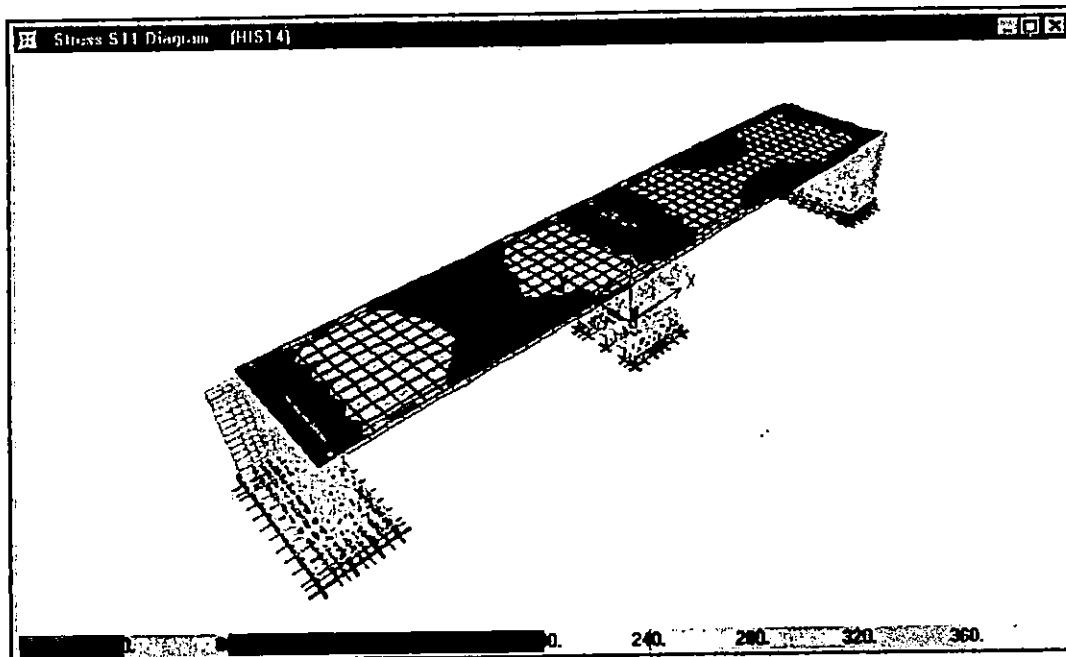


**A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**



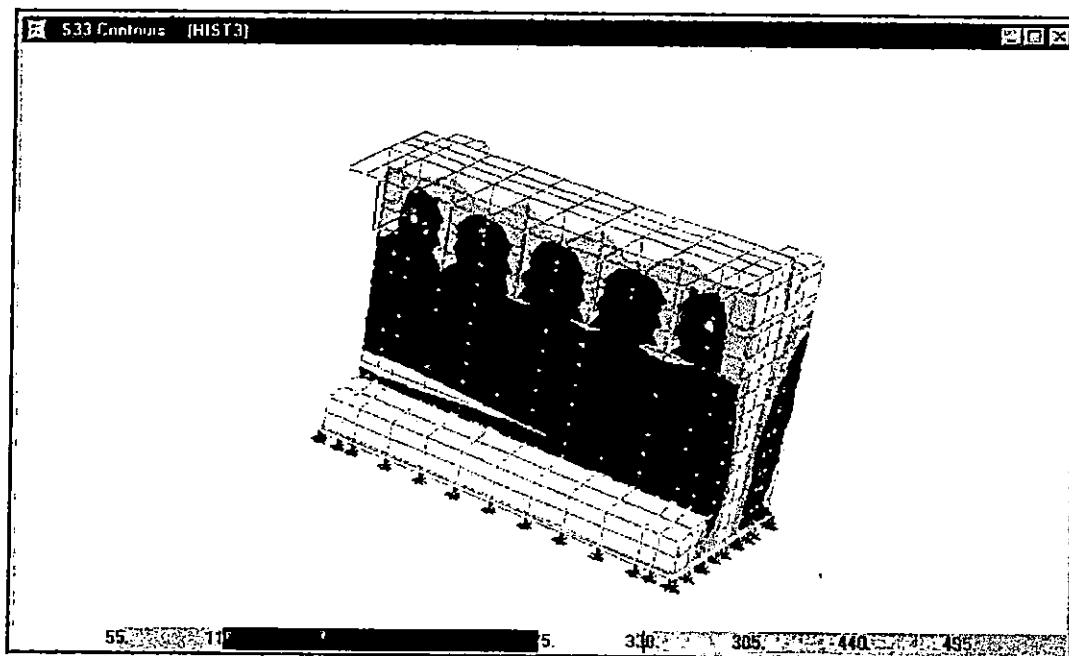
**B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

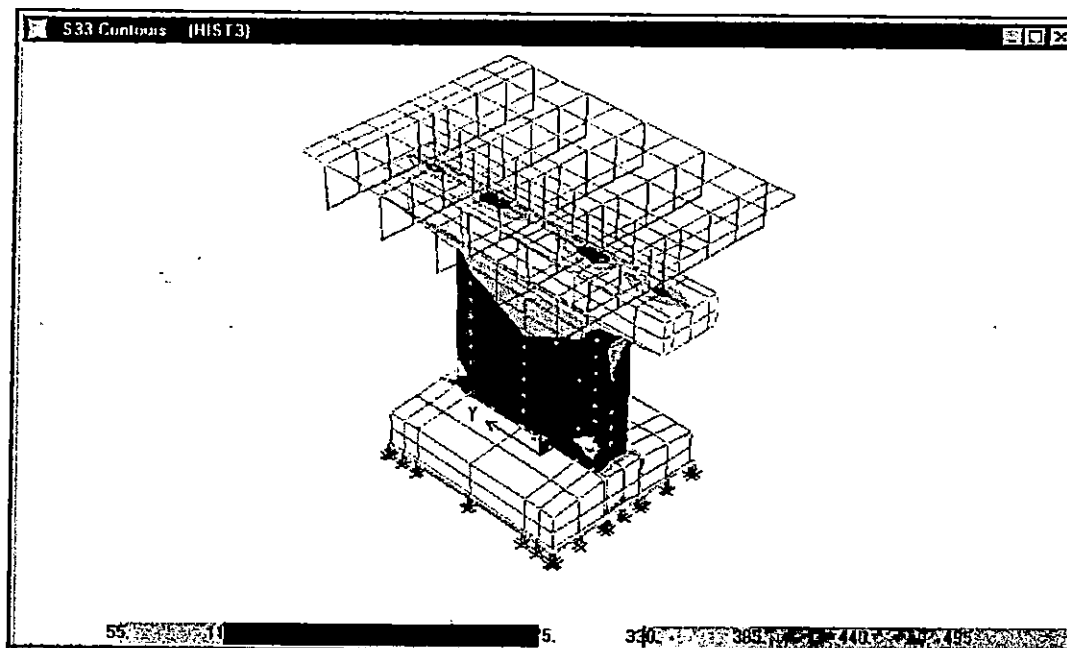


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.114 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

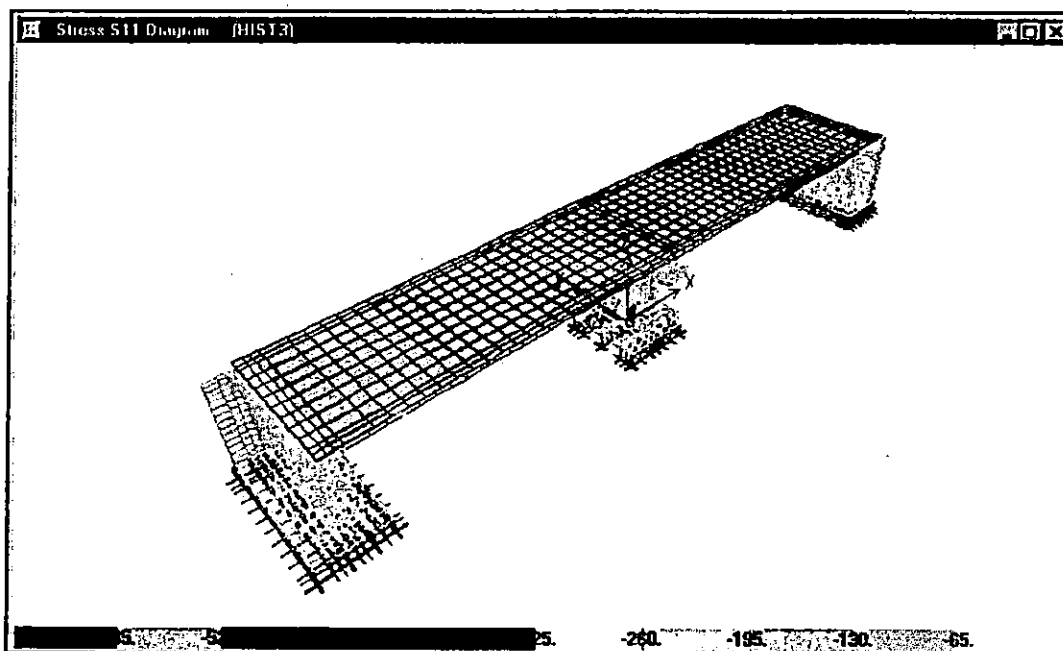


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



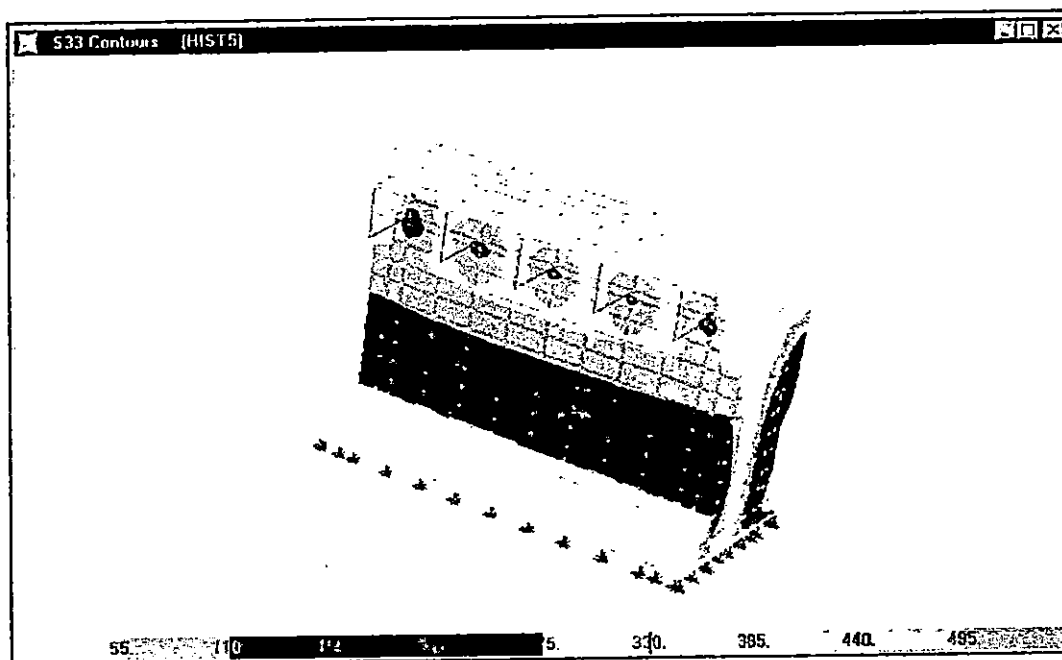
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

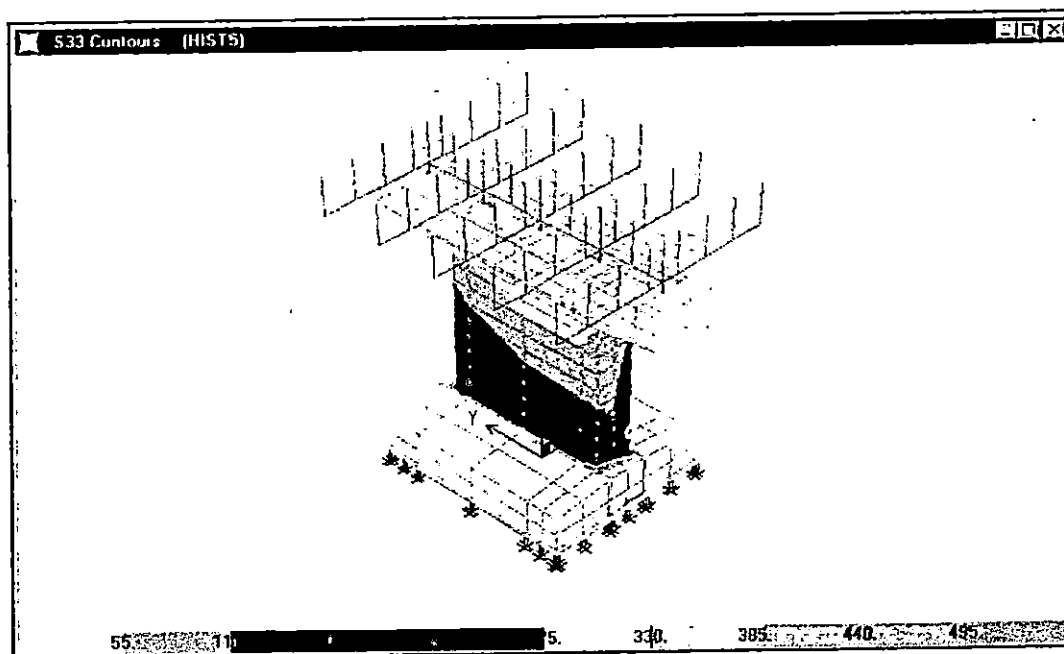


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.115 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

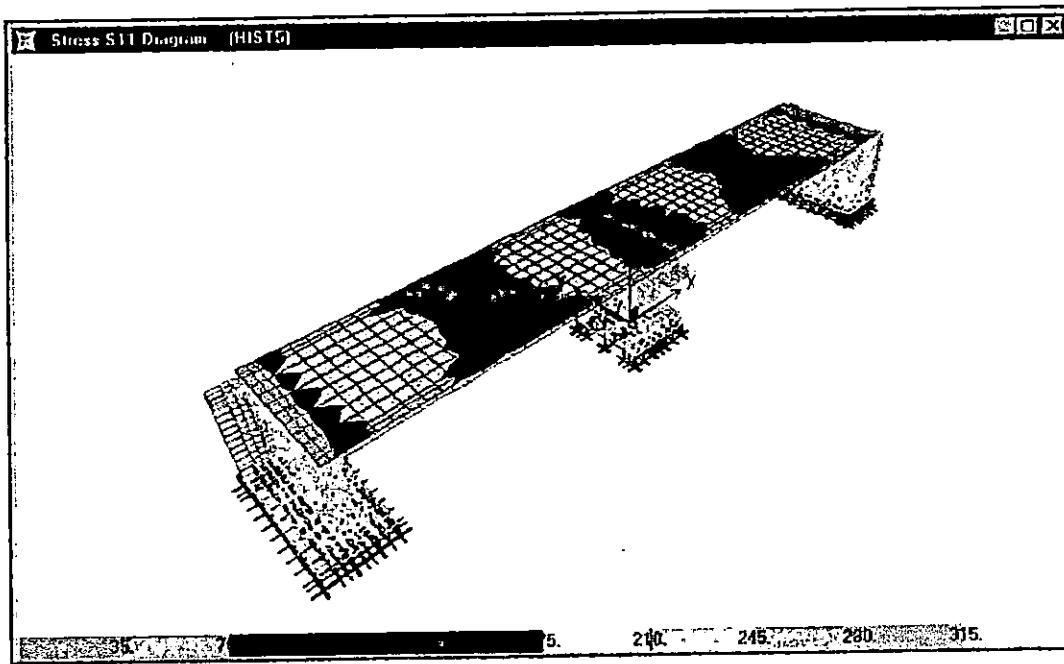


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



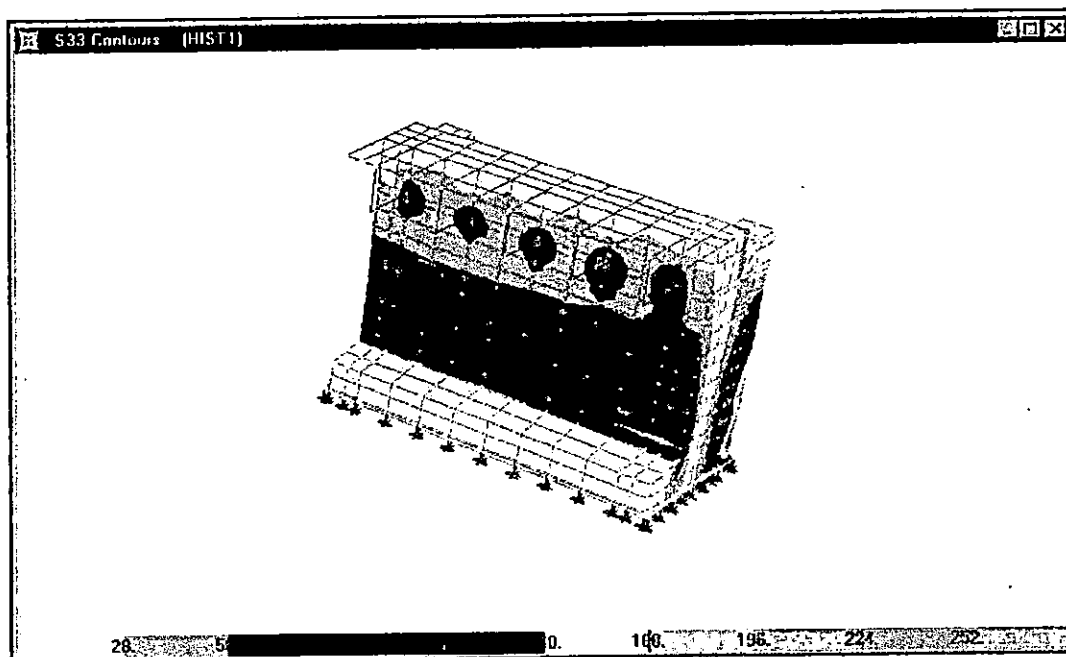
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR. (CONT)

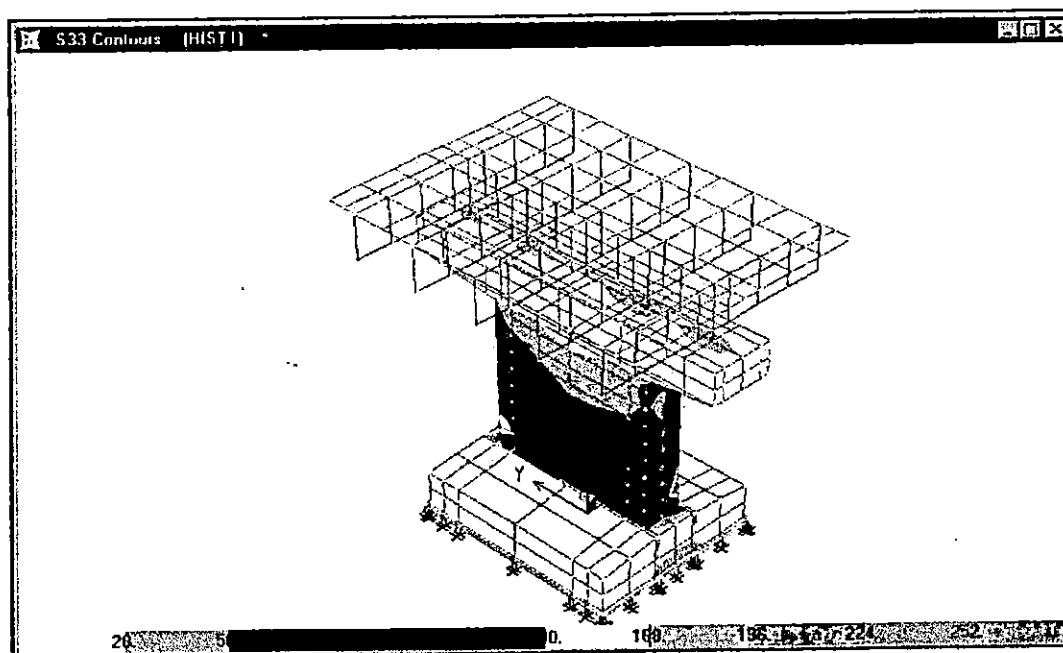


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No 5.116 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH.

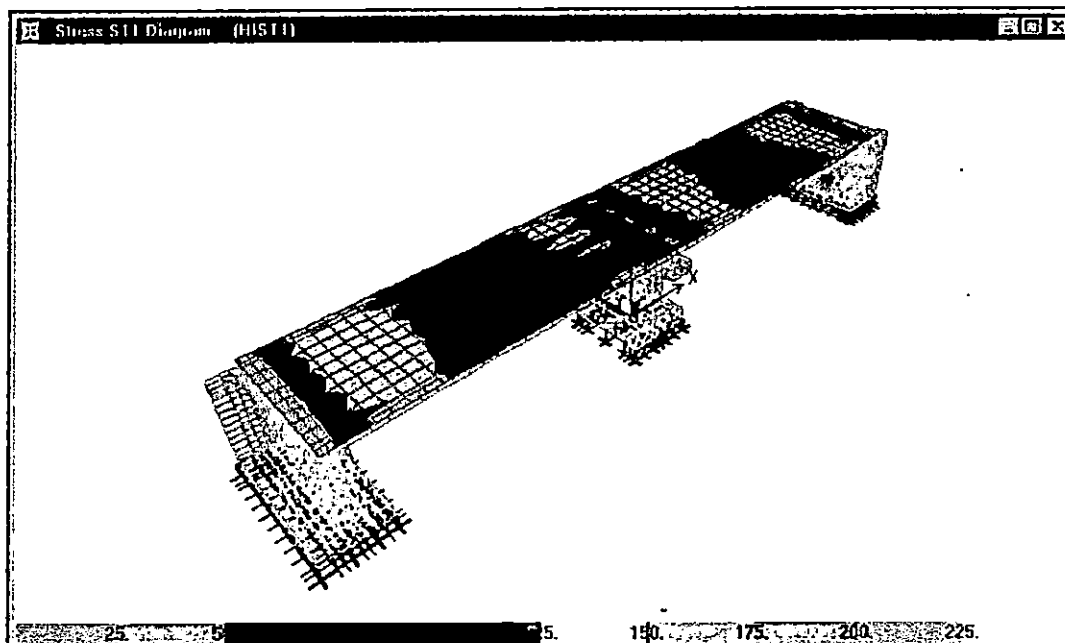


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



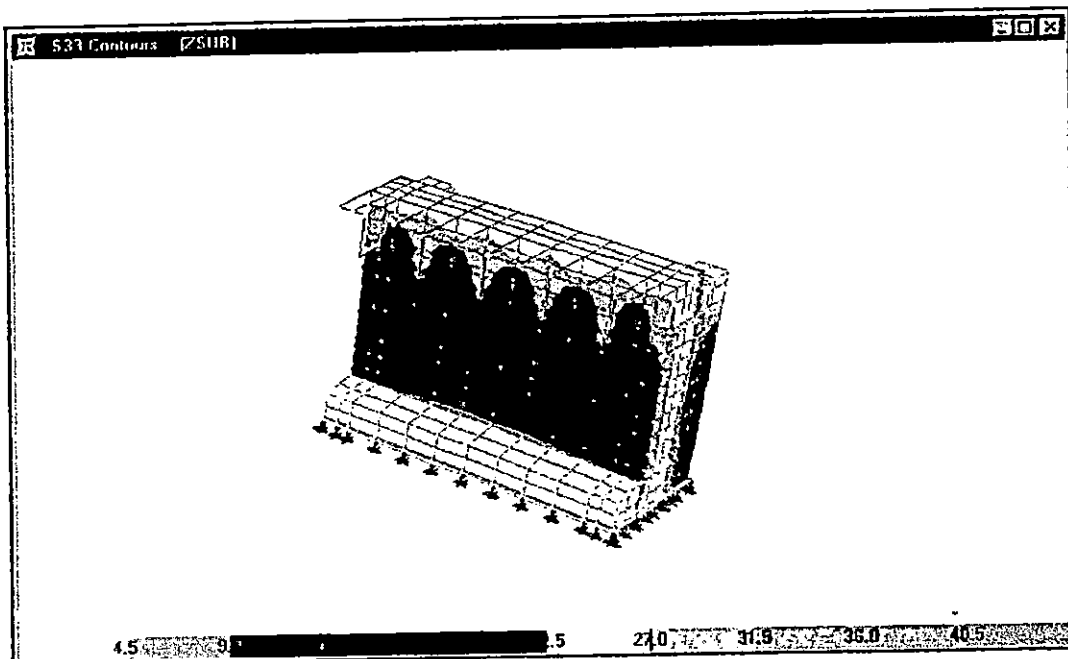
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH. (CONT)

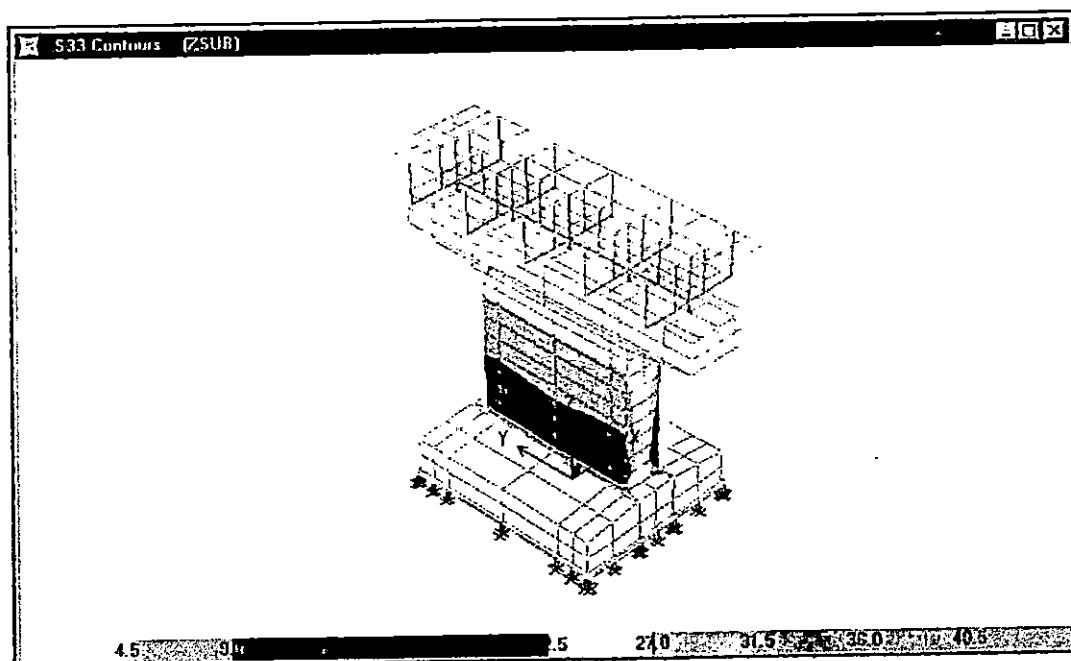


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.117 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

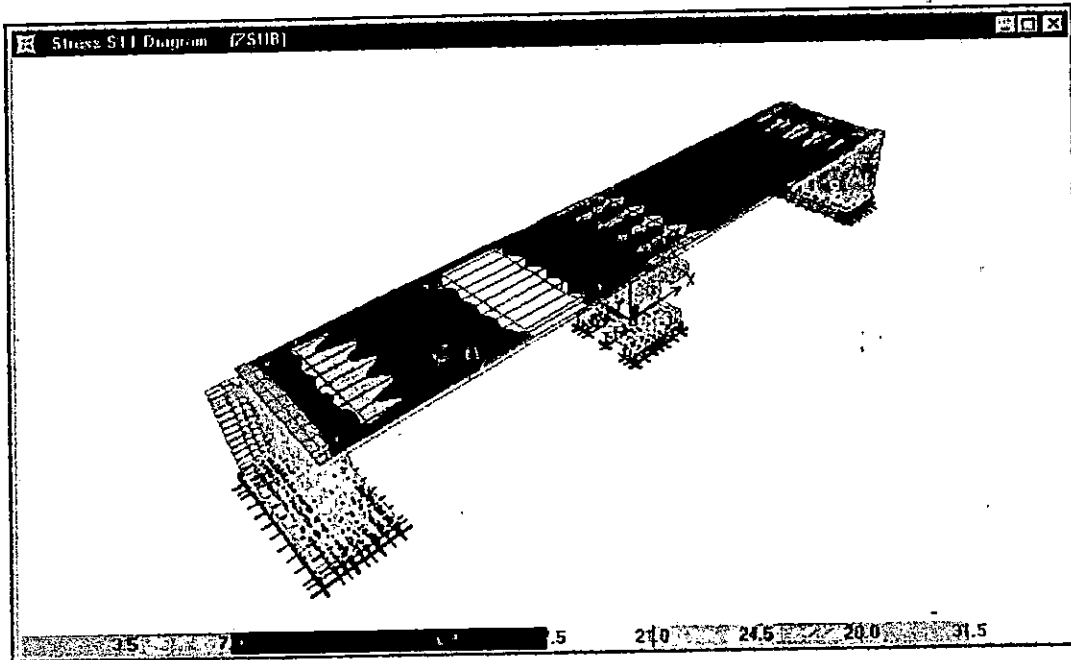


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



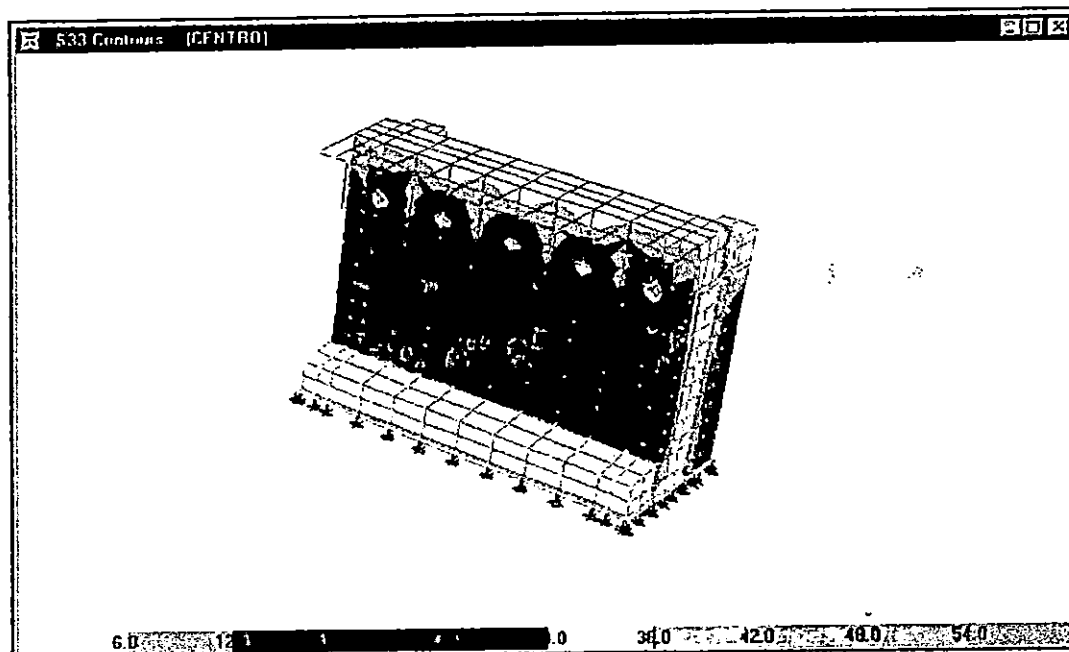
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

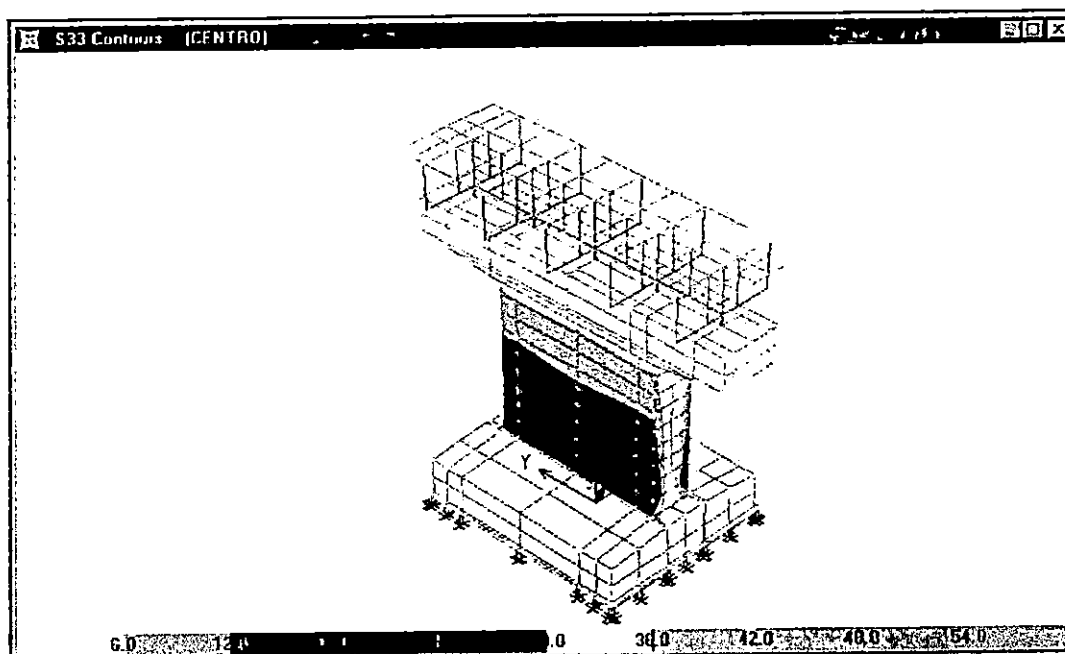


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.118 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.

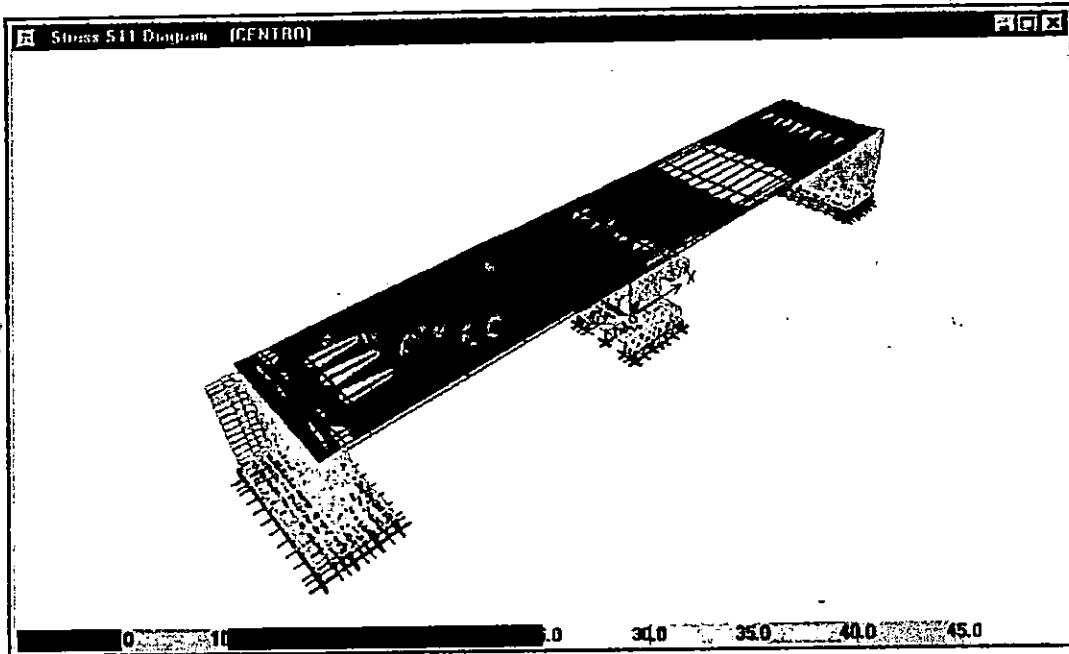


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



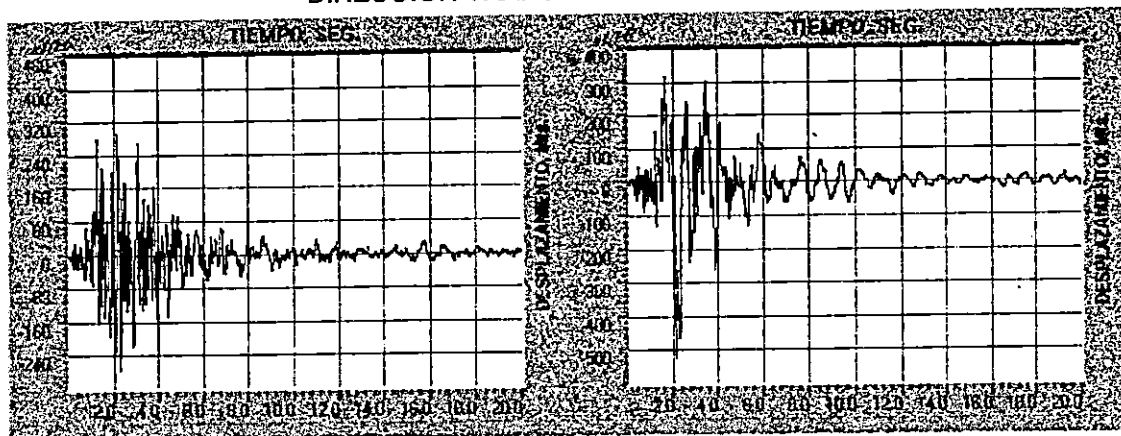
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO. (CONT)



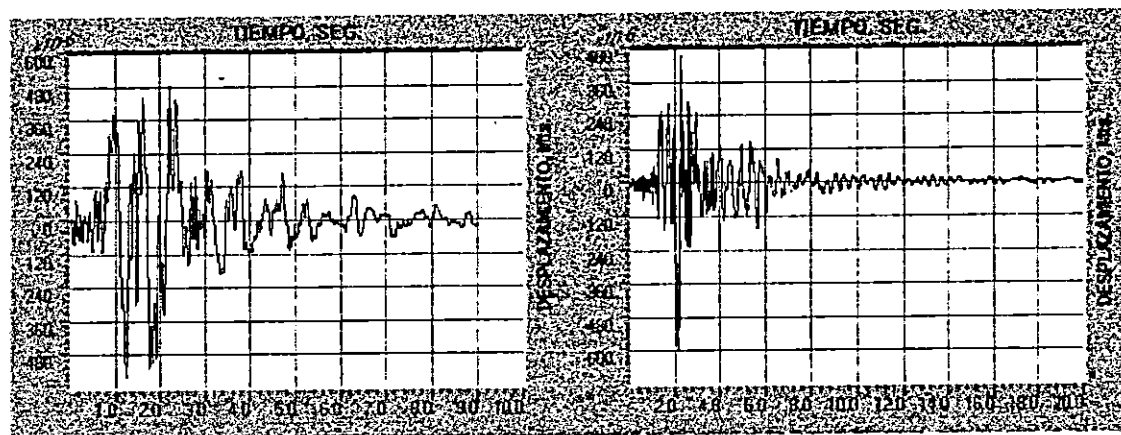
C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.119 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



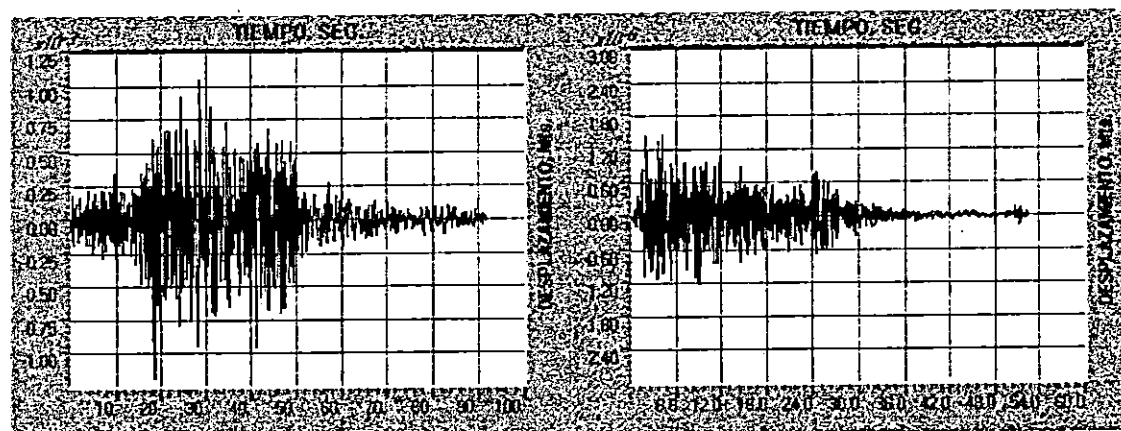
HISTORIA DEL HSH.

HISTORIA DEL IGN.



HISTORIA DELCIG.

HISTORIA DEL HCR.



HISTORIA DE LA ZSUB.

HISTORIA DE EL CENTRO.

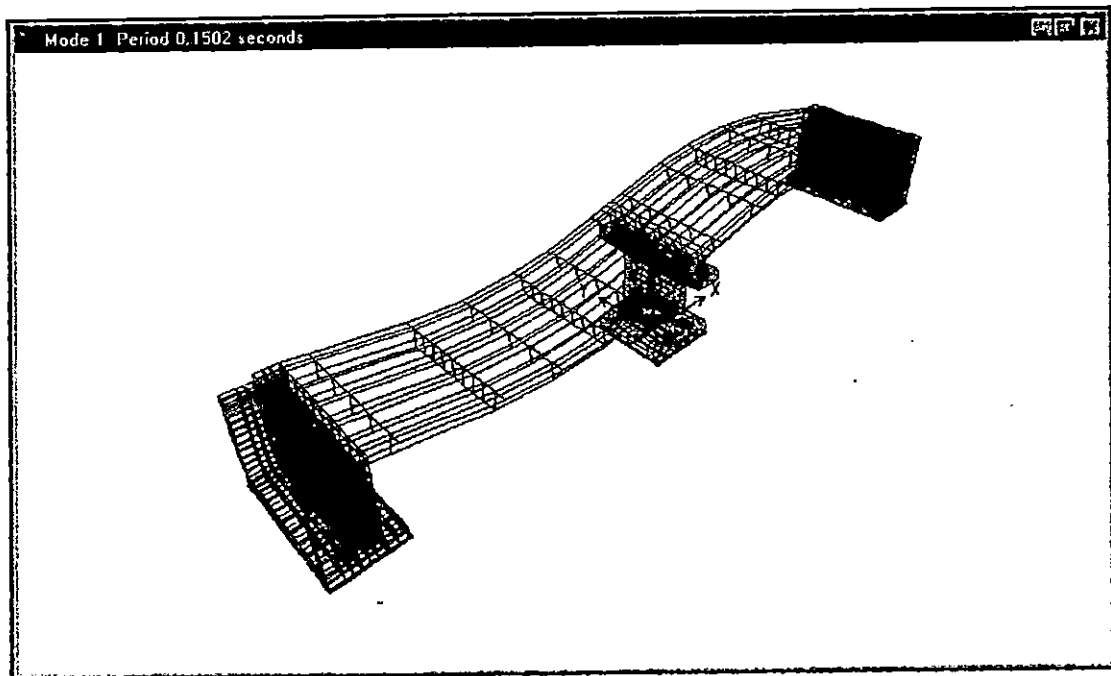
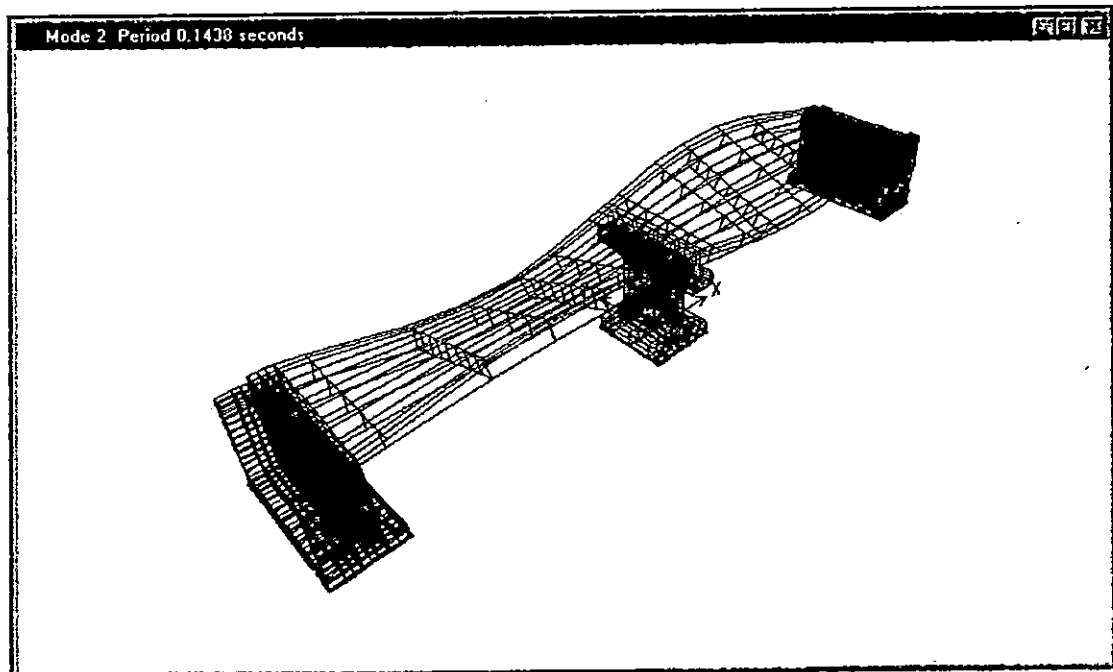
MODELO No. 4 PUENTE SAN ANTONIO.

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

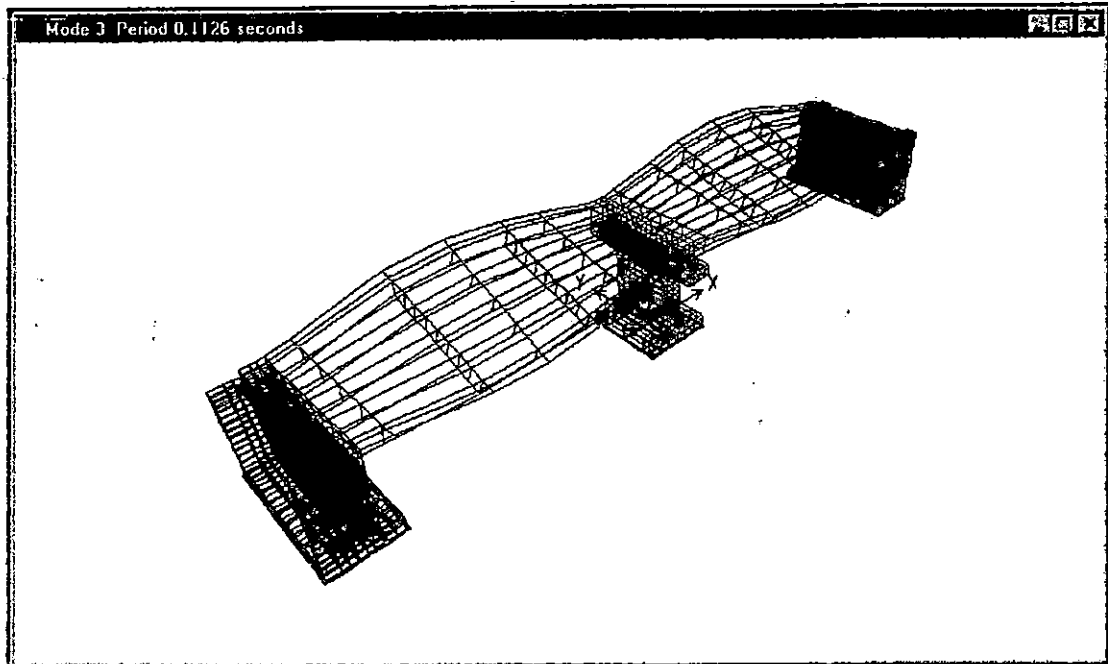
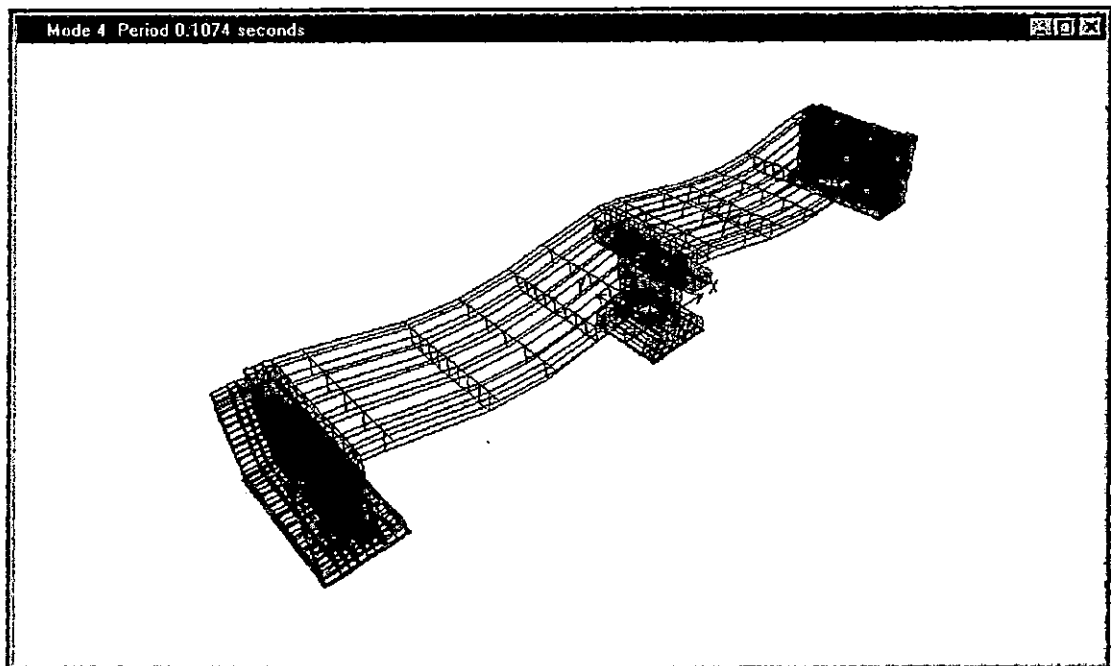
**TABLA No. 5.37 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE.**

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.15020	5.1402	0.0000	0.0014	5.1402	0.0000	0.0014
2	0.14382	0.0000	0.0013	0.0000	5.1402	0.0013	0.0014
3	0.11260	0.0000	13.1529	0.0000	5.1402	13.1542	0.0014
4	0.10745	0.0060	0.0000	30.8613	5.1462	13.1542	30.8627
5	0.09165	0.0000	24.3927	0.0000	5.1462	37.5469	30.8627
6	0.08417	60.5372	0.0000	0.0050	65.6834	37.5469	30.8677
7	0.05831	0.0000	0.0012	0.0000	65.6834	37.5482	30.8677
8	0.05026	0.0000	0.0000	0.0000	65.6834	37.5482	30.8677
9	0.04759	1.4666	0.0000	0.0000	67.1500	37.5482	30.8677
10	0.04680	0.0000	0.2571	0.0000	67.1500	37.8053	30.8677
11	0.04569	0.0014	0.0000	0.8862	67.1514	37.8053	31.7539
12	0.04094	0.0006	0.0000	0.0000	67.1521	37.8053	31.7539
13	0.04001	0.0000	0.0000	0.0001	67.1521	37.8053	31.7540
14	0.03654	0.0000	1.7925	0.0000	67.1521	39.5978	31.7540
15	0.03452	0.0152	0.0001	0.1227	67.1673	39.5979	31.8767
16	0.03230	0.0006	0.0000	0.0000	67.1679	39.5979	31.8767
17	0.03058	0.0000	0.0000	0.1319	67.1679	39.5979	32.0086
18	0.03029	0.0000	0.0004	0.0000	67.1679	39.5983	32.0086
19	0.02894	0.0000	1.9351	0.0000	67.1679	41.5334	32.0086
20	0.02812	0.0000	0.0082	0.0000	67.1679	41.5416	32.0086

FIGURA No. 5.120 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE SAN ANTONIO.

B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1502$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1438$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE SAN ANTONIO. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.1126$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.1074$  Seg.

## PUENTE SAN ANTONIO

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.072 - 0.090	0.034 - 0.051	0.175 - 0.210	0.022 - 0.030	0.050 - 0.060	0.043 - 0.051
HIST min*	IGN	0.066 - 0.044	0.060 - 0.040	0.200 - 0.160	0.026 - 0.017	0.060 - 0.045	0.052 - 0.039
HIST max	CIG	0.096 - 0.120	0.066 - 0.088	0.275 - 0.330	0.045 - 0.054	0.076 - 0.095	0.078 - 0.091
HIST min*	CIG	0.112 - 0.084	0.072 - 0.048	0.300 - 0.250	0.055 - 0.044	0.090 - 0.072	0.096 - 0.080
HIST max	HCR	0.072 - 0.090	0.040 - 0.060	0.175 - 0.210	0.024 - 0.032	0.065 - 0.078	0.060 - 0.072
HIST min*	HCR	0.080 - 0.060	0.060 - 0.040	0.240 - 0.200	0.035 - 0.028	0.056 - 0.042	0.056 - 0.042
HIST max	HSB	0.096 - 0.120	0.060 - 0.080	0.330 - 0.385	0.051 - 0.060	0.095 - 0.114	0.078 - 0.091
HIST min*	HSB	0.100 - 0.075	0.076 - 0.057	0.330 - 0.275	0.051 - 0.042	0.100 - 0.080	0.091 - 0.073
HIST max	ZSUB	0.020 - 0.026	0.013 - 0.020	0.044 - 0.055	0.005 - 0.007	0.009 - 0.013	0.010 - 0.015
HIST min*	ZSUB	0.026 - 0.020	0.020 - 0.013	0.055 - 0.044	0.007 - 0.005	0.013 - 0.009	0.015 - 0.010
HIST max	ELCENTRO	0.060 - 0.075	0.038 - 0.057	0.175 - 0.210	0.028 - 0.035	0.060 - 0.072	0.042 - 0.056
HIST min*	ELCENTRO	0.064 - 0.048	0.060 - 0.040	0.210 - 0.175	0.035 - 0.028	0.072 - 0.060	0.056 - 0.042

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL HSB.

**TABLA No. 5.38 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

## PUENTE SAN ANTONIO

ANÁLISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

### VARIACIÓN DE ESFUERZOS EN LA PILA

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.018 - 0.036	0.051 - 0.068	0.140 - 0.175	0.015 - 0.023	0.020 - 0.030	0.026 - 0.034
HIST min*	IGN	0.044 - 0.022	0.060 - 0.040	0.240 - 0.200	0.023 - 0.017	0.030 - 0.015	0.039 - 0.026
HIST max	CIG	0.024 - 0.048	0.066 - 0.088	0.165 - 0.220	0.018 - 0.027	0.019 - 0.038	0.039 - 0.052
HIST min*	CIG	0.056 - 0.028	0.090 - 0.068	0.300 - 0.250	0.026 - 0.016	0.036 - 0.018	0.064 - 0.048
HIST max	HCR	0.020 - 0.040	0.040 - 0.060	0.175 - 0.210	0.016 - 0.024	0.026 - 0.039	0.036 - 0.048
HIST min*	HCR	0.040 - 0.020	0.060 - 0.040	0.240 - 0.200	0.021 - 0.014	0.042 - 0.028	0.046 - 0.034
HIST max	HSH	0.024 - 0.048	0.080 - 0.100	0.220 - 0.275	0.017 - 0.026	0.038 - 0.057	0.091 - 0.104
HIST min*	HSH	0.075 - 0.050	0.114 - 0.095	0.275 - 0.220	0.026 - 0.017	0.060 - 0.040	0.104 - 0.091
HIST max	ZSUB	0.020 - 0.026	0.020 - 0.026	0.077 - 0.088	0.007 - 0.009	0.014 - 0.018	0.015 - 0.020
HIST min*	ZSUB	0.026 - 0.020	0.028 - 0.021	0.088 - 0.077	0.009 - 0.007	0.018 - 0.014	0.020 - 0.015
HIST max	ELCENTRO	0.045 - 0.060	0.076 - 0.095	0.210 - 0.245	0.021 - 0.028	0.036 - 0.048	0.042 - 0.056
HIST min*	ELCENTRO	0.064 - 0.048	0.100 - 0.080	0.245 - 0.210	0.028 - 0.021	0.048 - 0.036	0.056 - 0.042

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.39 ESFUERZOS EN LA PILA.**

## PUENTE SAN ANTONIO

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

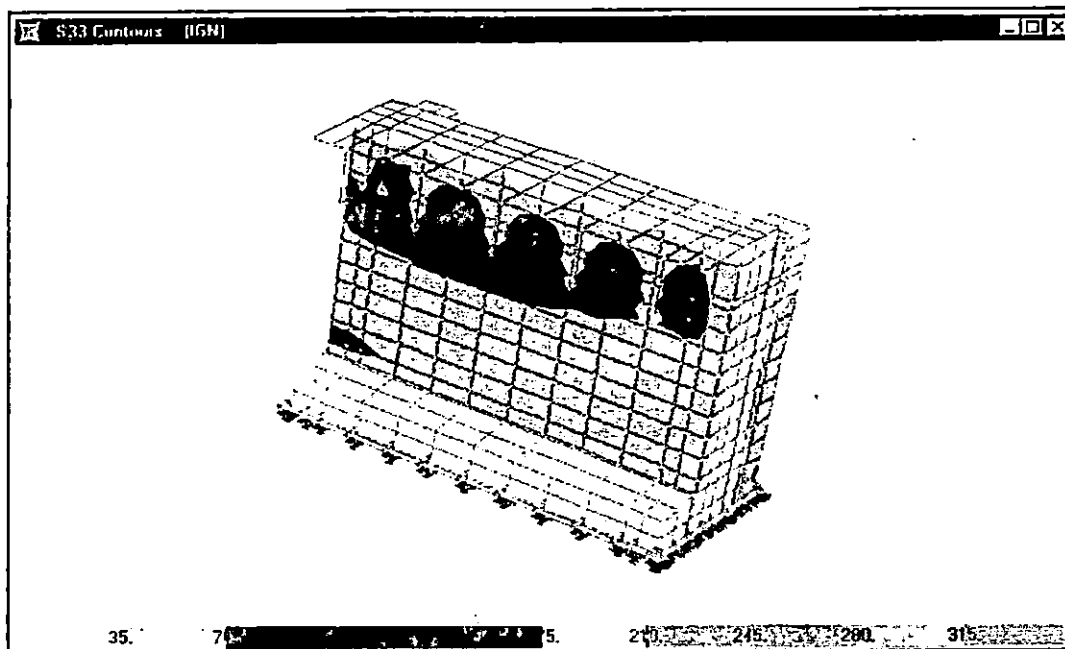
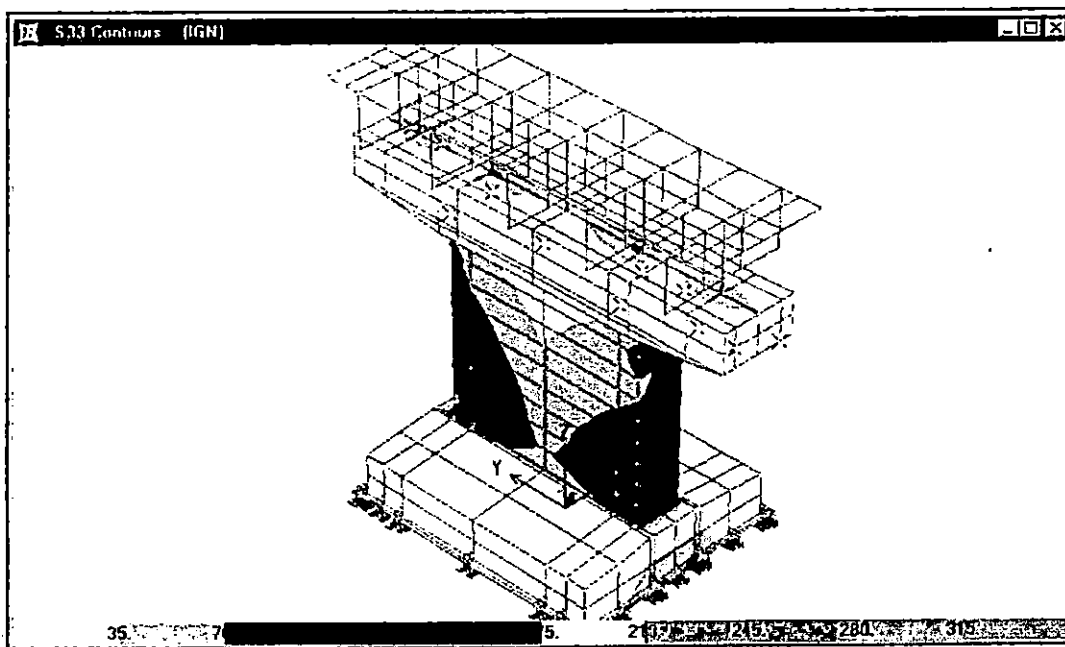
### VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.105 - 0.140	0.096 - 0.120	0.055 - 0.066	0.0152 - 0.0171	0.0052 - 0.0059
HIST min*	IGN	0.150 - 0.120	0.120 - 0.100	0.080 - 0.070	0.0176 - 0.0154	0.0088 - 0.077
HIST max	CIG	0.180 - 0.240	0.150 - 0.180	0.072 - 0.084	0.028 - 0.031	0.0096 - 0.0112
HIST min*	CIG	0.325 - 0.260	0.168 - 0.140	0.078 - 0.065	0.032 - 0.028	0.0112 - 0.0098
HIST max	HCR	0.200 - 0.250	0.144 - 0.168	0.060 - 0.070	0.0168 - 0.0196	0.007 - 0.008
HIST min*	HCR	0.175 - 0.140	0.176 - 0.154	0.080 - 0.070	0.0208 - 0.0182	0.008 - 0.007
HIST max	HSB	0.360 - 0.420	0.144 - 0.168	0.060 - 0.075	0.024 - 0.028	0.0072 - 0.0084
HIST min*	HSB	0.520 - 0.455	0.200 - 0.175	0.075 - 0.060	0.028 - 0.024	0.0096 - 0.0084
HIST max	ZSUB	0.060 - 0.0675	0.064 - 0.072	0.0175 - 0.021	0.003 - 0.0035	0.0032 - 0.0036
HIST min*	ZSUB	0.0675 - 0.060	0.0675 - 0.060	0.0245 - 0.021	0.0035 - 0.0030	0.0036 - 0.0032
HIST max	ELCENTRO	0.280 - 0.320	0.168 - 0.192	0.060 - 0.070	0.0192 - 0.0216	0.0096 - 0.0108
HIST min*	ELCENTRO	0.360 - 0.320	0.198 - 0.176	0.070 - 0.060	0.0216 - 0.0192	0.0072 - 0.0064

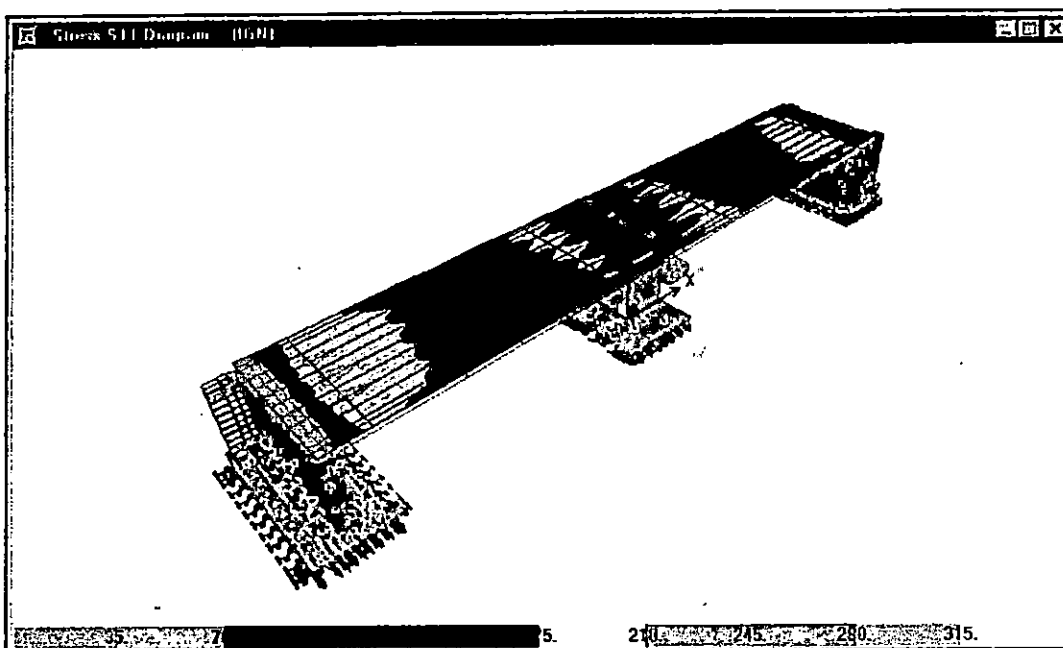
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL HSB.

TABLA No. 5.40 ESFUERZOS EN LA LOSA .

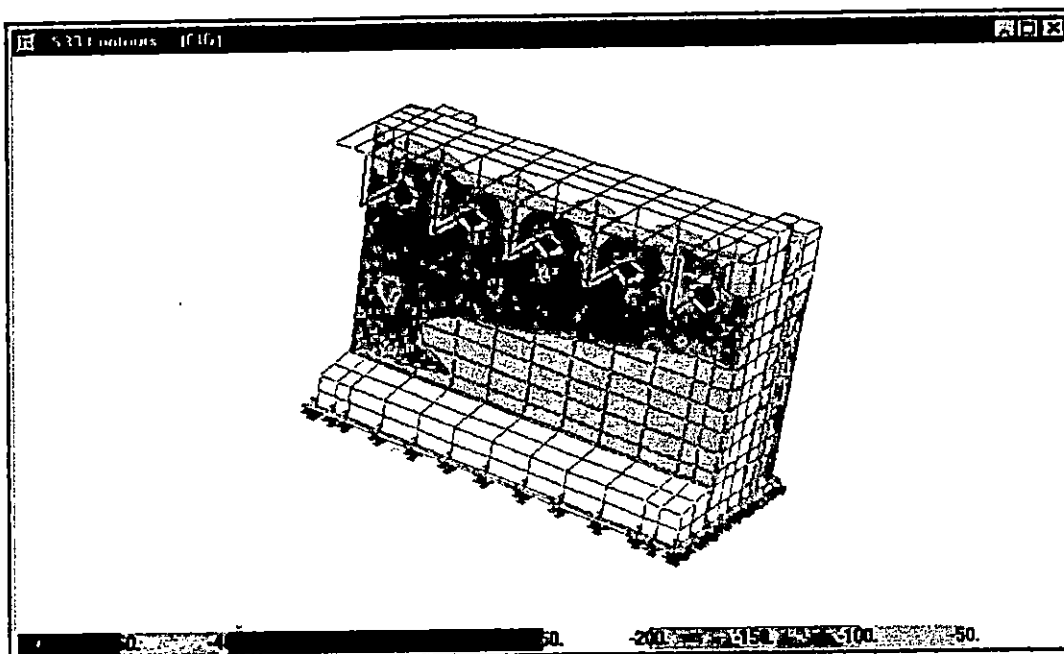
**PUENTE SAN ANTONIO.****FIGURA No. 5.121 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.****A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.****B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

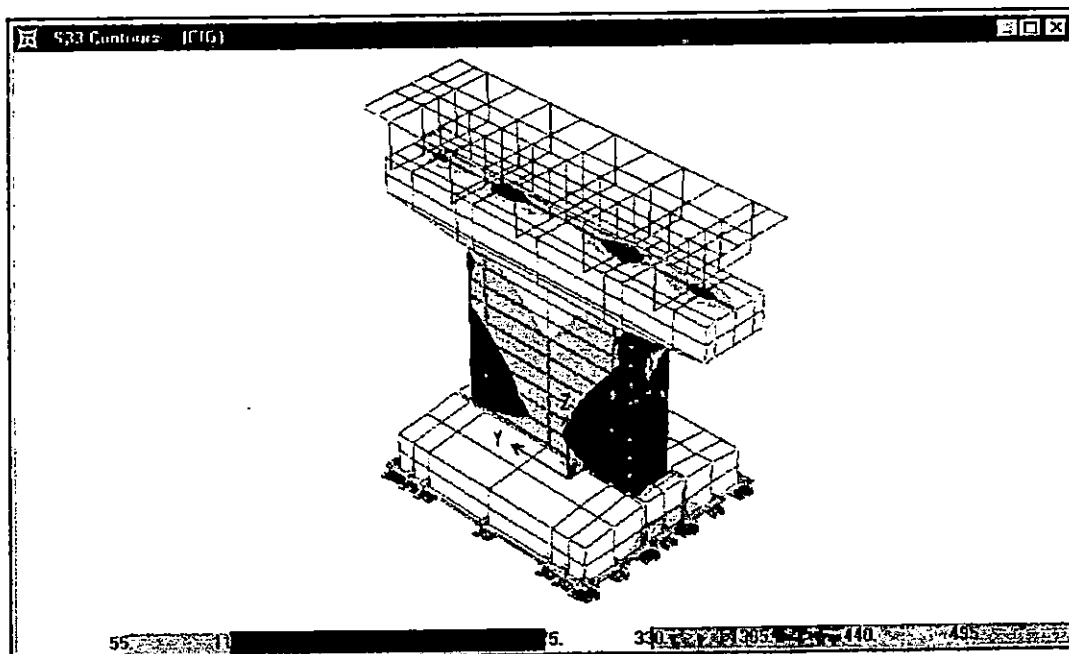


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.122 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

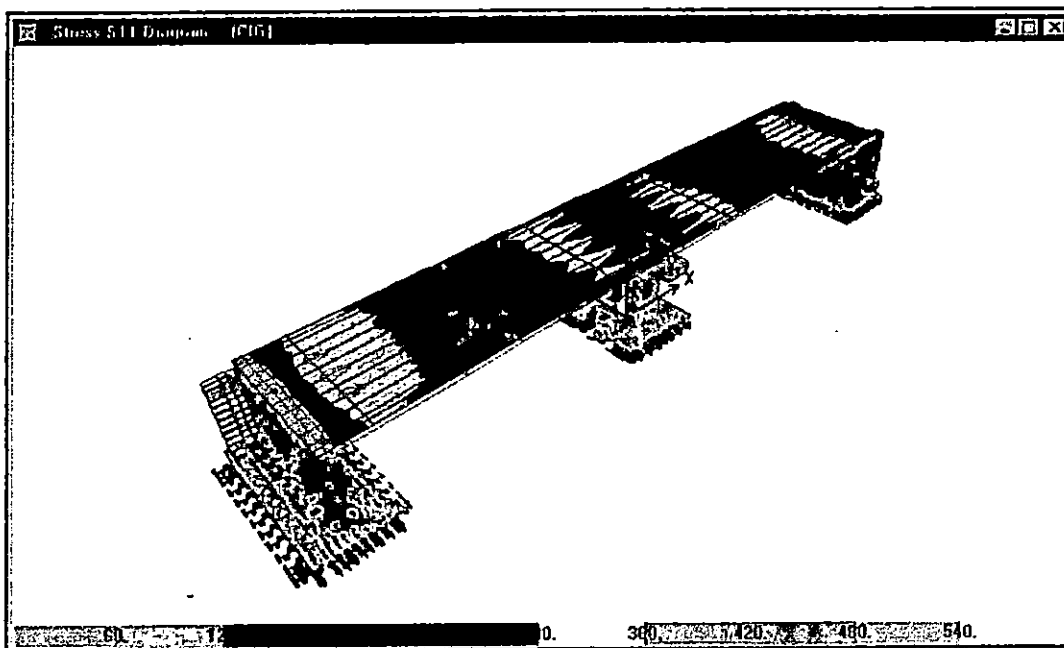


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



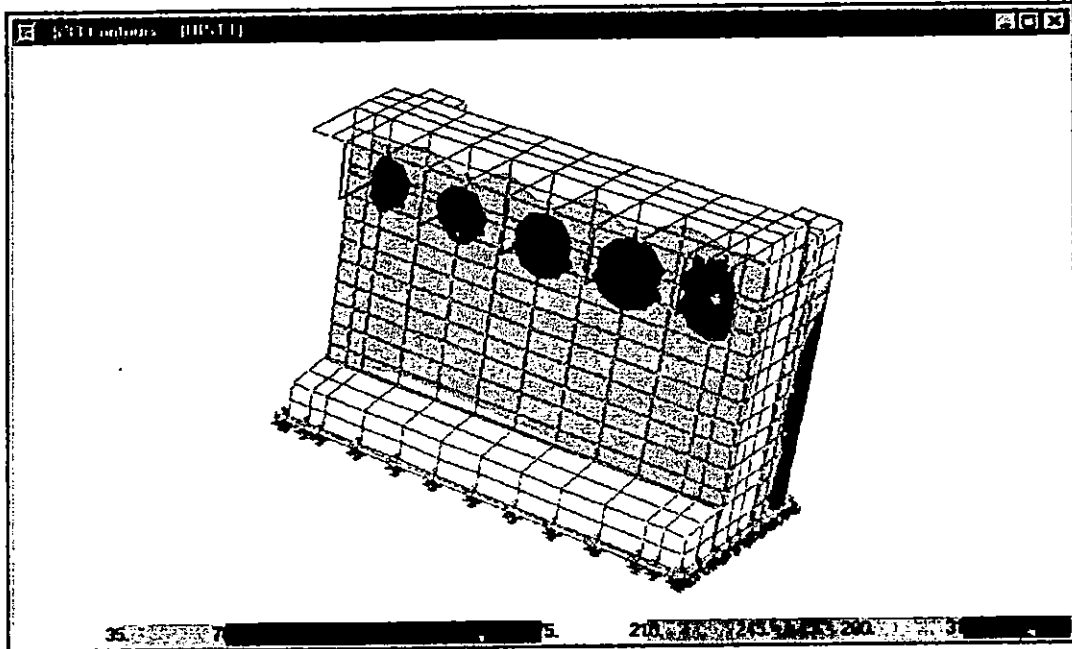
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

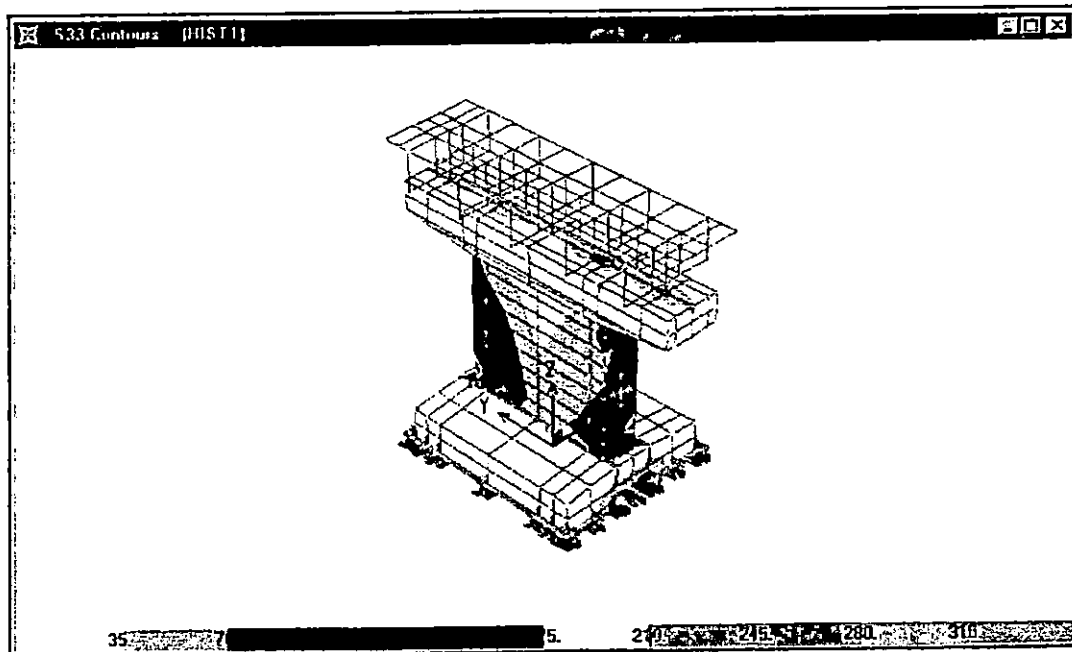


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.123 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

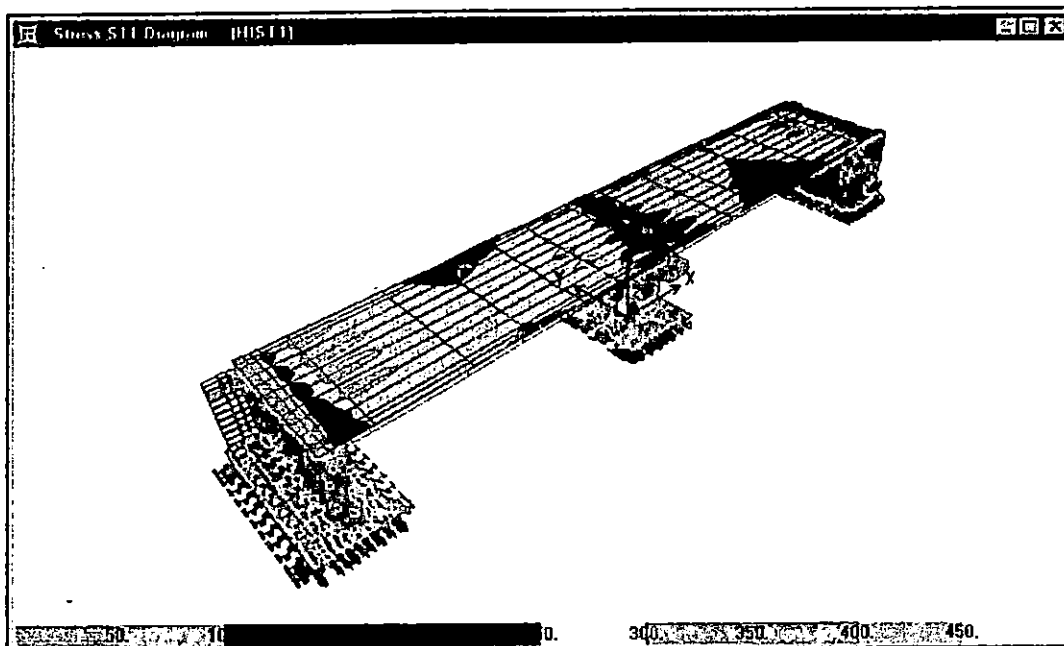


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



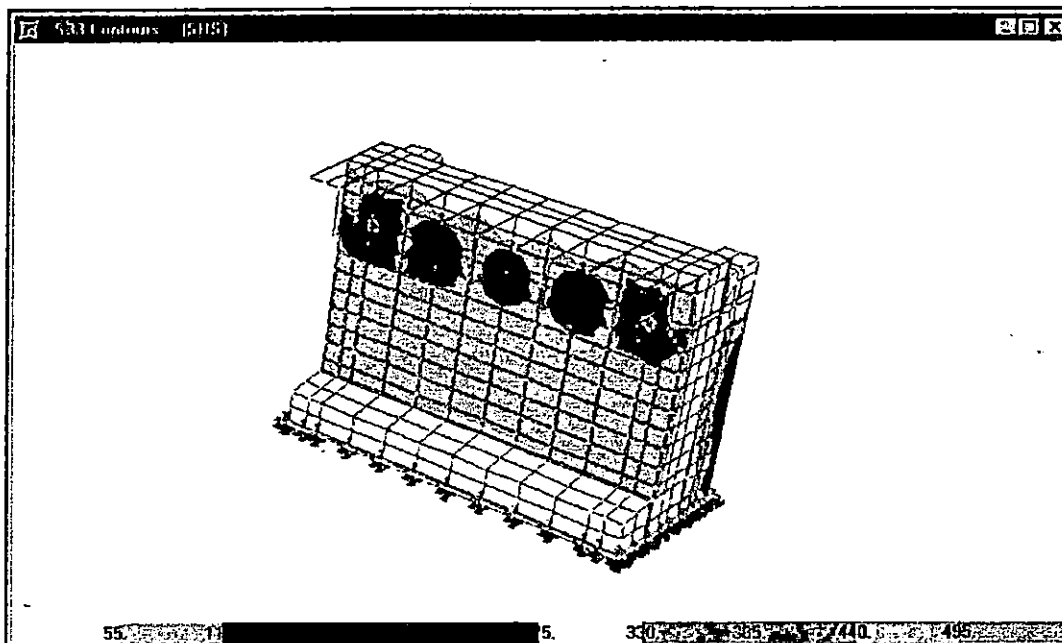
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR. (CONT)

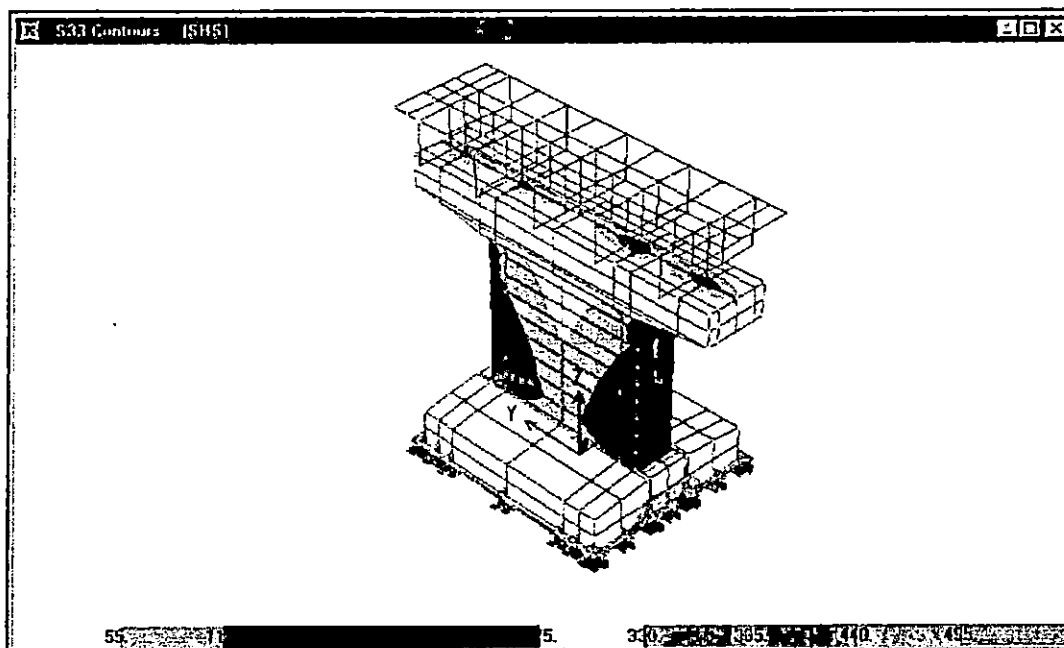


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.124 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH.

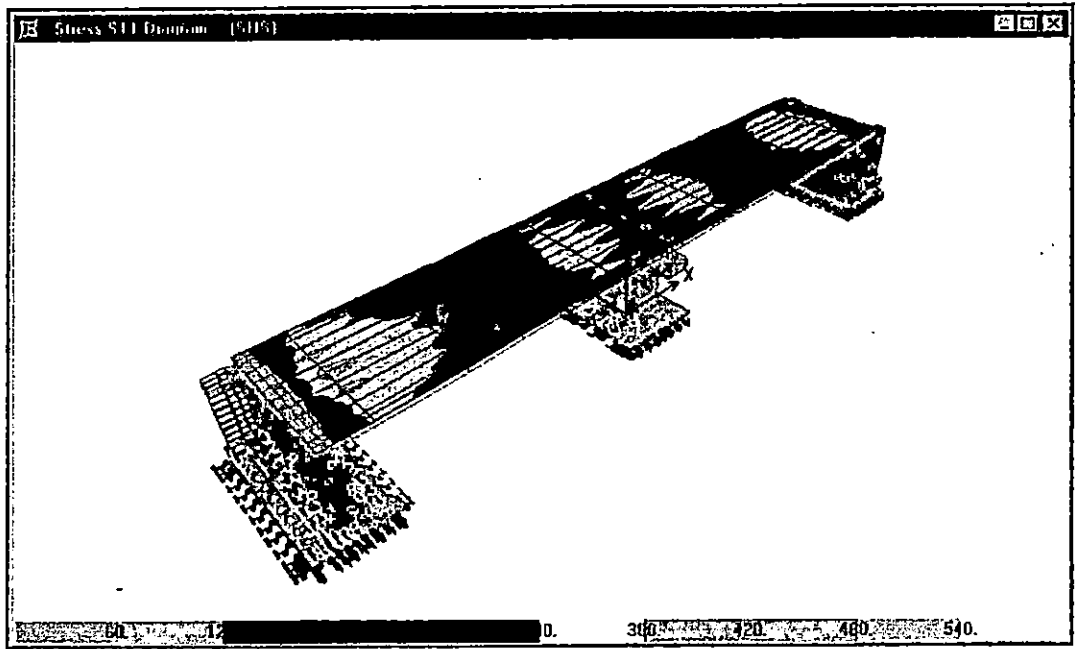


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



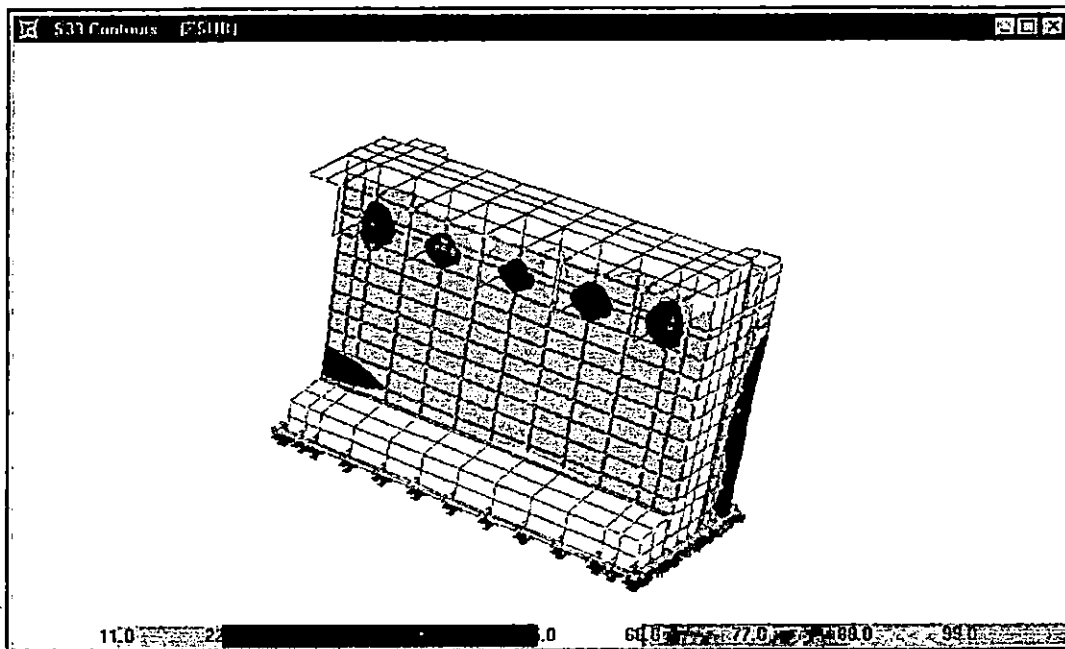
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH. (CONT)

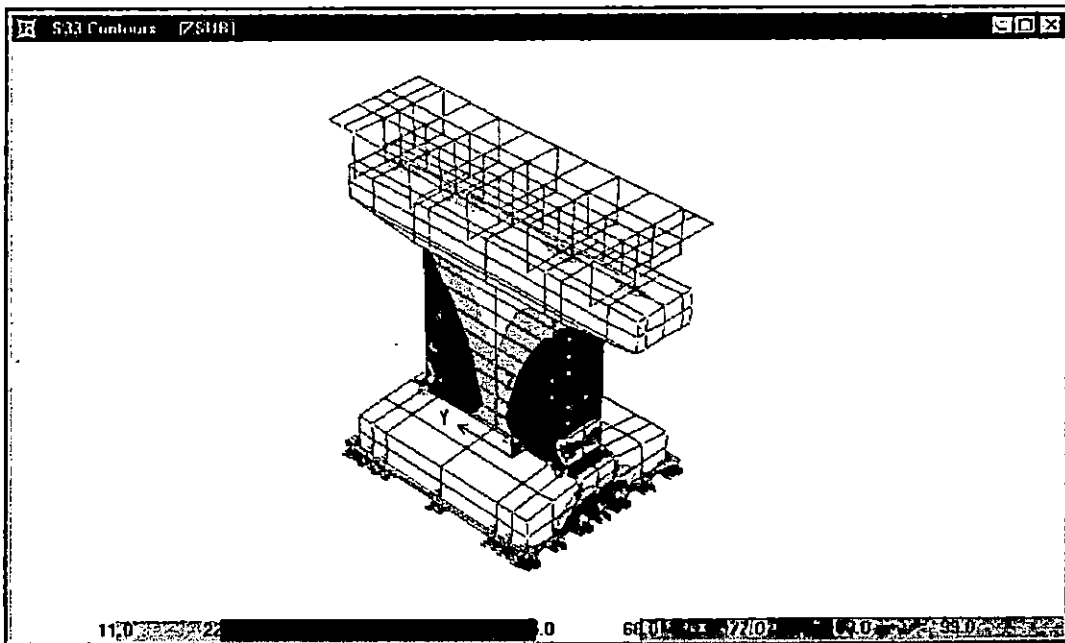


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.125 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

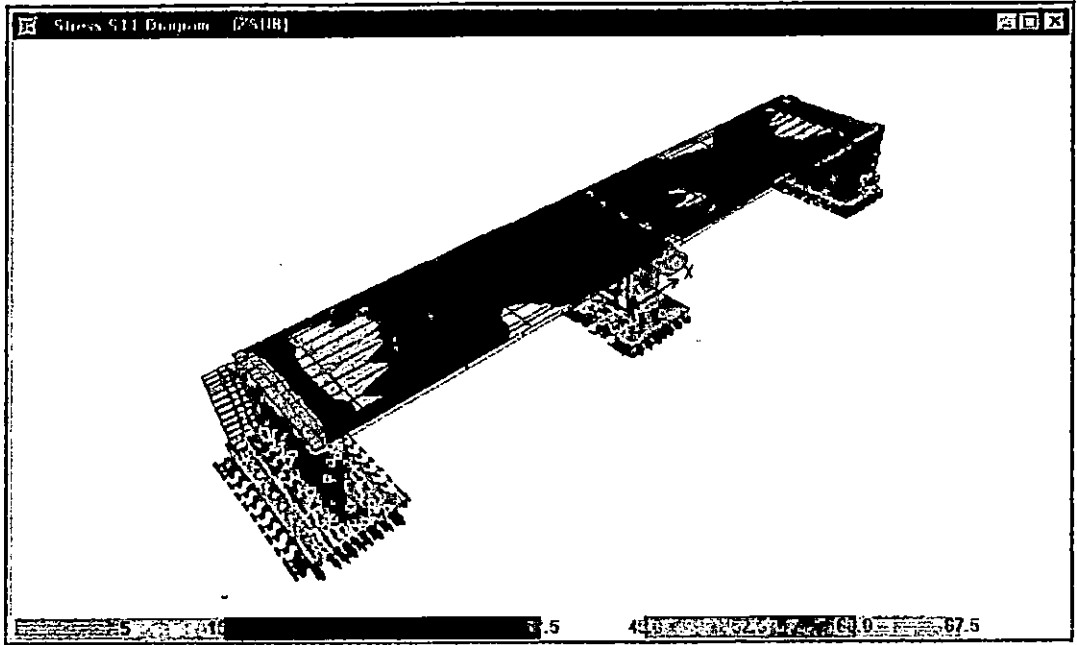


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



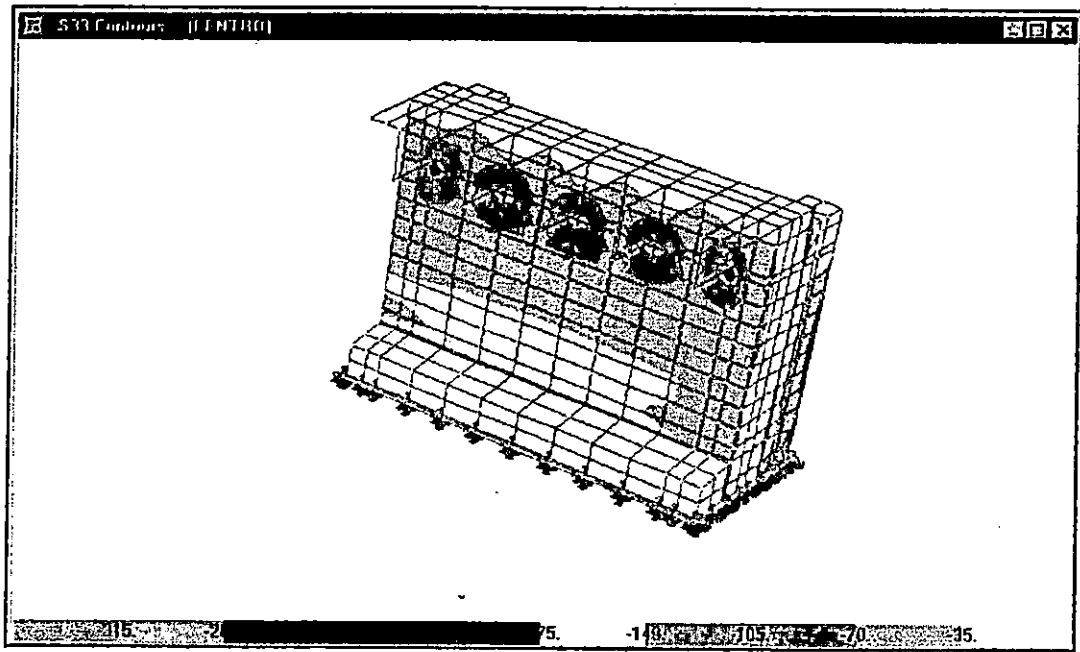
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

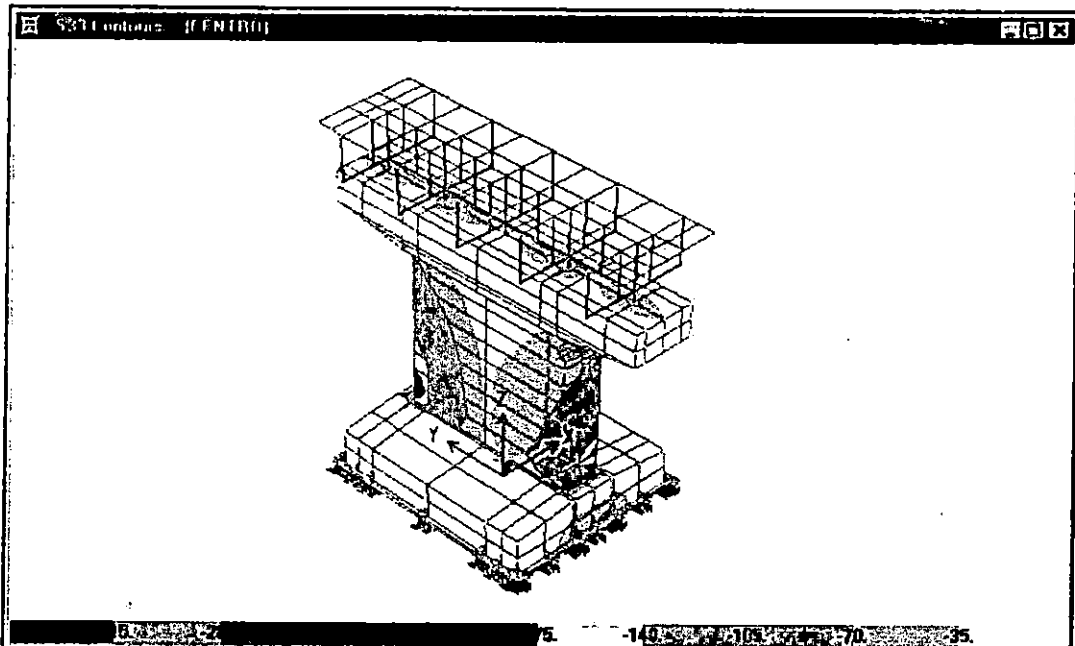


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.126 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.

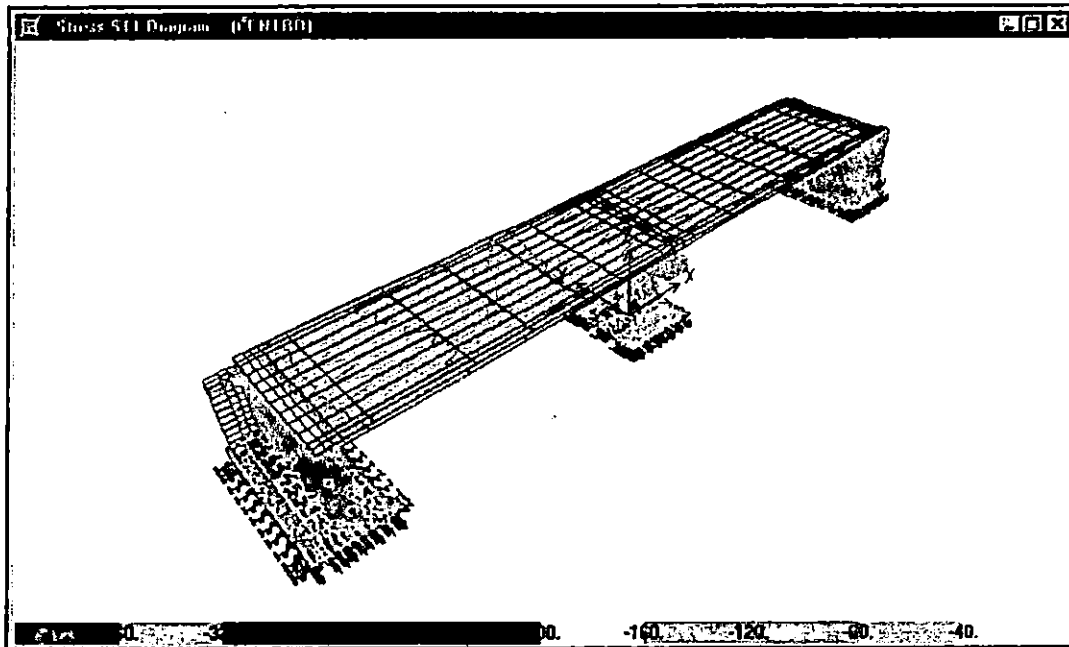


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



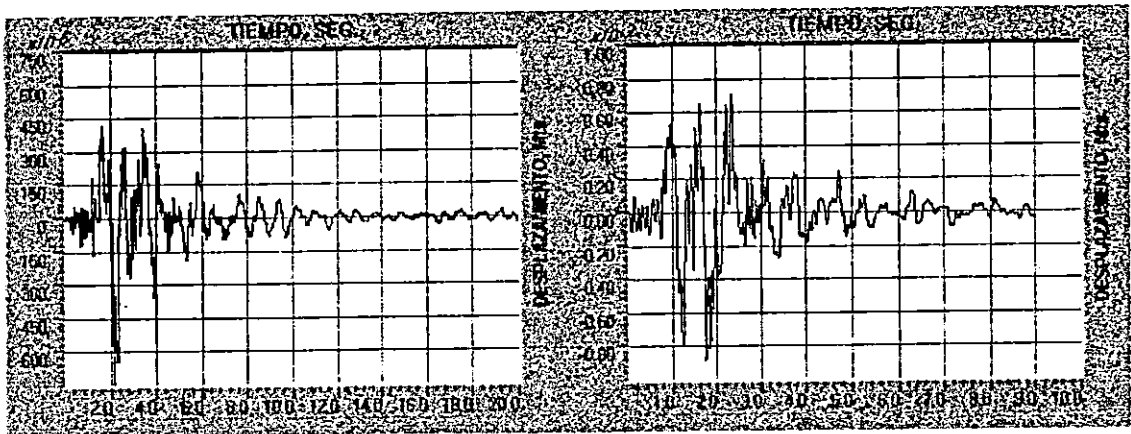
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO..(CONT)



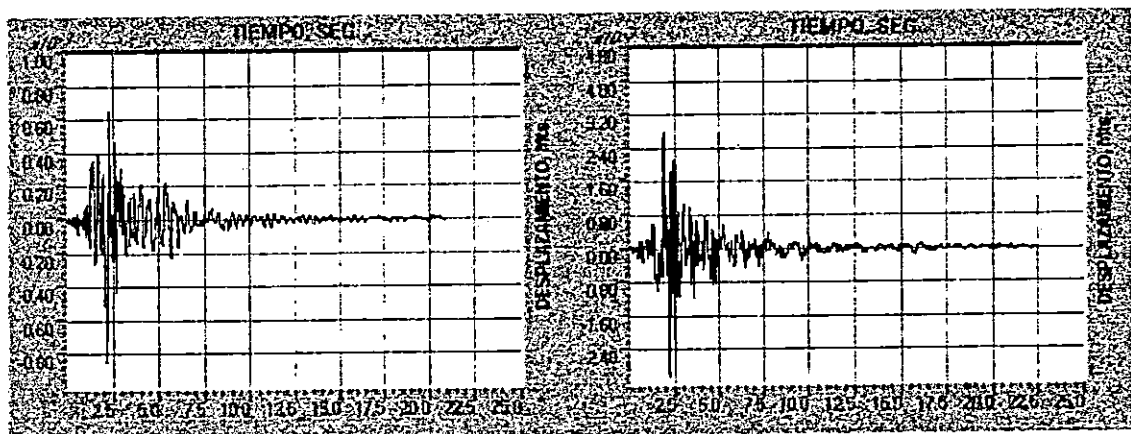
C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.127 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



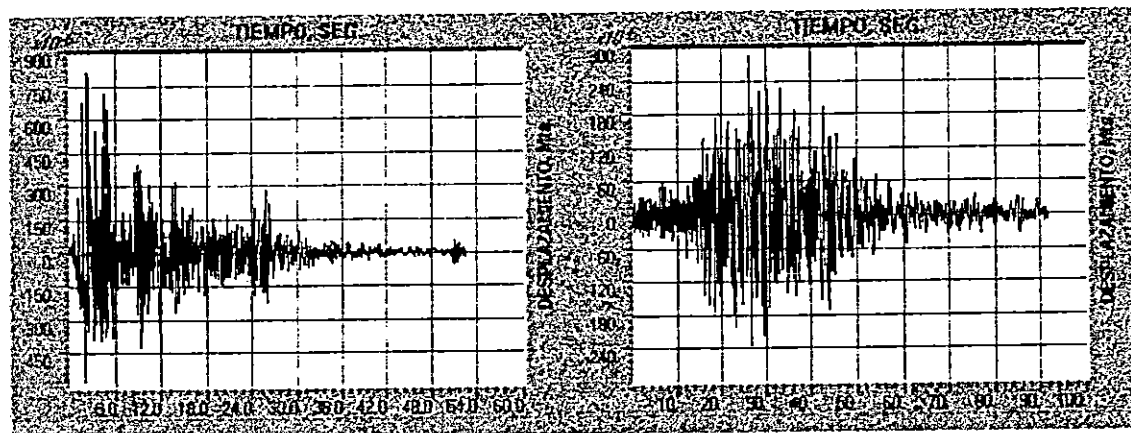
HISTORIA DEL IGN.

HISTORIA DEL CIG.



HISTORIA DEL HCR.

HISTORIA DEL HSH.



HISTORIA DE EL CENTRO.

HISTORIA DE LA ZSUB.

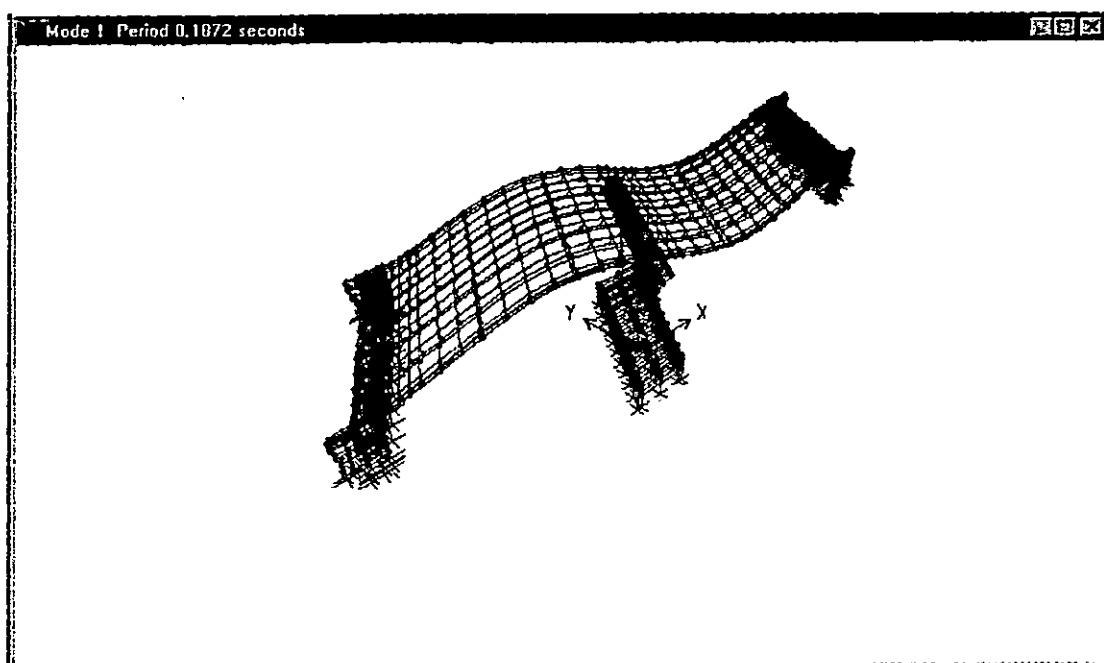
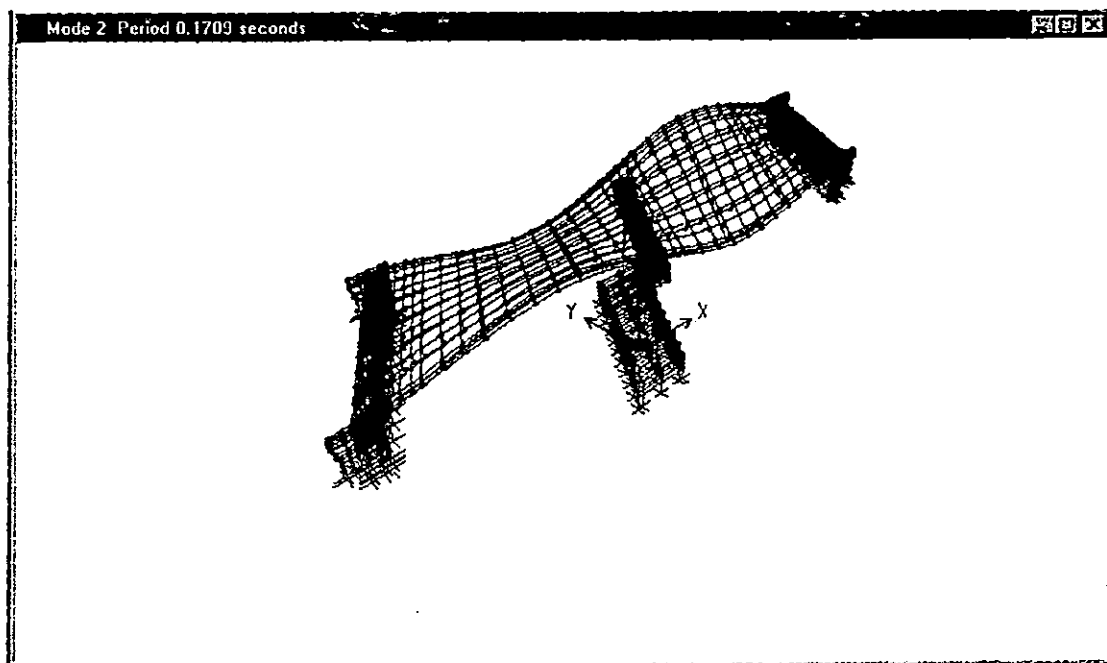
MODELO No. 5 PUENTE JUAN BERTIS

ANALISIS LINEAL

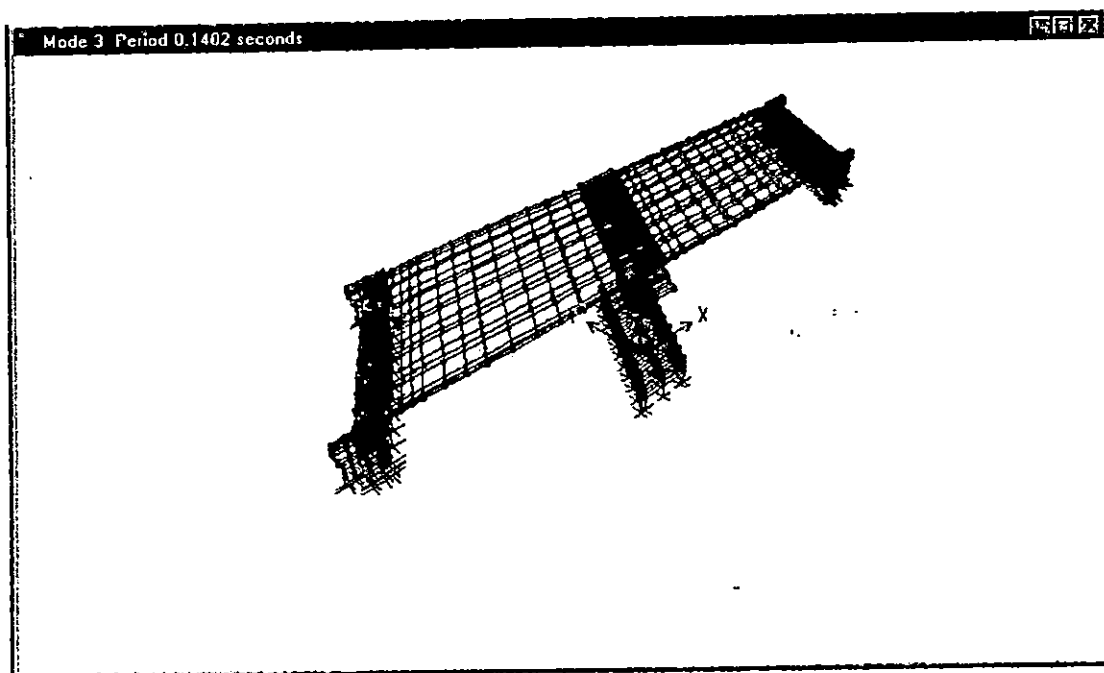
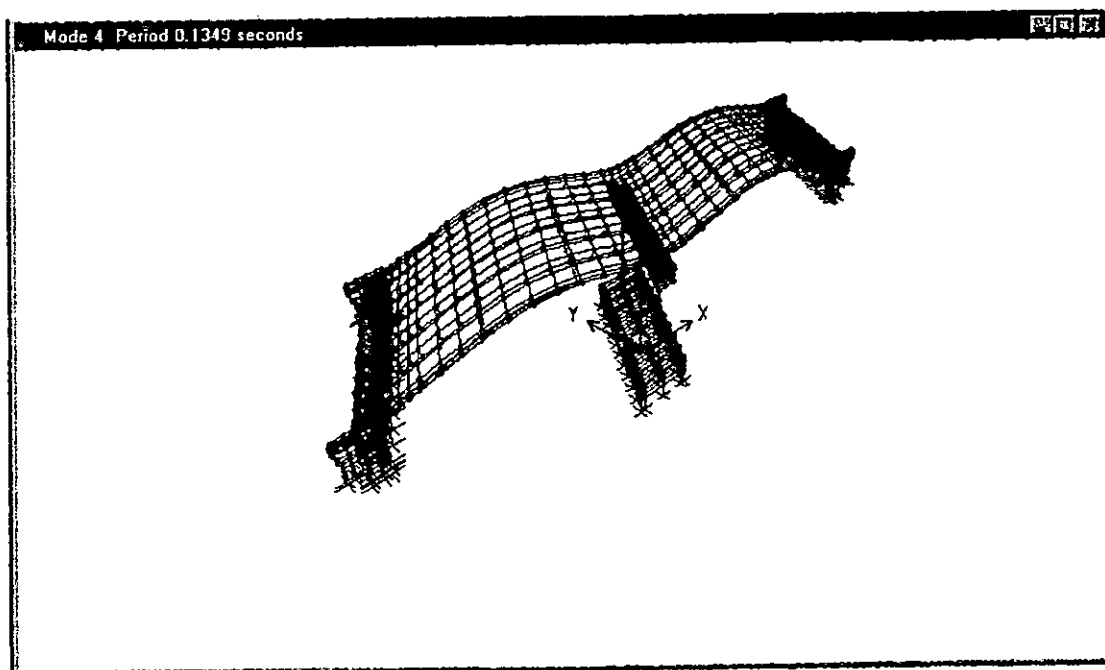
TABLA No. 5.41 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.18716	0.1488	0.3133	0.0000	0.1488	0.3133	0.0000
2	0.17090	0.0000	0.0000	0.0640	0.1488	0.3133	0.0640
3	0.14018	4.9831	1.9686	0.0000	5.1319	2.2819	0.0640
4	0.13487	0.0000	0.0000	35.8423	5.1319	2.2819	35.9063
5	0.13313	0.1551	4.2124	0.0000	5.2870	6.4943	35.9063
6	0.10061	0.3771	36.3949	0.0000	5.6641	42.8892	35.9063
7	0.09345	0.0000	0.0000	0.0008	5.6641	42.8892	35.9071
8	0.08986	0.0044	0.7868	0.0000	5.6685	43.6760	35.9071
9	0.08241	0.0000	0.0000	0.0126	5.6685	43.6760	35.9197
10	0.06406	0.8754	0.4793	0.0000	6.5438	44.1553	35.9197
11	0.05988	8.3057	0.0497	0.0000	14.8496	44.2050	35.9197
12	0.05920	4.4347	0.2419	0.0000	19.2843	44.4470	35.9197
13	0.05899	0.0000	0.0000	1.0435	19.2843	44.4470	36.9632
14	0.05776	0.0000	0.0000	0.1823	19.2843	44.4470	37.1455
15	0.05200	3.5539	0.0066	0.0000	22.8382	44.4536	37.1455
16	0.04911	0.4452	0.0002	0.0000	23.2834	44.4538	37.1455
17	0.04884	0.0000	0.0000	0.0200	23.2834	44.4538	37.1655
18	0.04728	0.0000	0.0000	0.0091	23.2834	44.4538	37.1746
19	0.04601	0.0755	0.0185	0.0000	23.3589	44.4723	37.1746
20	0.04118	22.7540	2.0399	0.0000	46.1129	46.5122	37.1746

FIGURA No. 5.128 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE JUAN BERTIS.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1872$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1709$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE JUAN BERTIS. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.1402$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.1349$  Seg.

**PUENTE JUAN BERTIS**

**VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.20 - 0.40	0.035 - 0.07	0.20 - 0.24	0.04 - 0.06	0.088 - 0.11	0.036 - 0.054
HIST min*	IGN	0.12 - 0.08	0.07 - 0.035	0.24 - 0.20	0.066 - 0.044	0.108 - 0.09	0.057 - 0.038
HIST max	CIG	0.15 - 0.20	0.04 - 0.06	0.315 - 0.36	0.05 - 0.075	0.13 - 0.156	0.048 - 0.072
HIST min*	CIG	0.15 - 0.10	0.08 - 0.04	0.35 - 0.30	0.052 - 0.026	0.168 - 0.140	0.044 - 0.022
HIST max	HCR	0.10 - 0.15	0.12 - 0.08	0.18 - 0.225	0.028 - 0.056	0.084 - 0.112	0.066 - 0.088
HIST min*	HCR	0.22 - 0.165	0.09 - 0.045	0.25 - 0.20	0.05 - 0.025	0.15 - 0.12	0.057 - 0.038
HIST max	HSH	0.07 - 0.105	0.024 - 0.048	0.12 - 0.15	0.017 - 0.034	0.054 - 0.072	0.028 - 0.042
HIST min*	HSH	0.105 - 0.07	0.052 - 0.026	0.15 - 0.12	0.032 - 0.016	0.085 - 0.068	0.026 - 0.013
HIST max	ZSUB	0.038 - 0.057	0.015 - 0.03	0.051 - 0.068	0.01 - 0.02	0.034 - 0.043	0.014 - 0.021
HIST min*	ZSUB	0.057 - 0.038	0.03 - 0.015	0.096 - 0.08	0.02 - 0.01	0.044 - 0.033	0.018 - 0.012
HIST max	ELCENTRO	0.10 - 0.15	0.04 - 0.08	0.160 - 0.200	0.025 - 0.05	0.088 - 0.11	0.051 - 0.068
HIST min*	ELCENTRO	0.15 - 0.10	0.12 - 0.08	0.225 - 0.18	0.075 - 0.05	0.13 - 0.104	0.048 - 0.032

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL HSH.

**TABLA No. 5.42 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

## PUENTE JUAN BERTIS

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.330 - 0.385	0.250 - 0.300	0.075 - 0.090	0.0125 - 0.015	0.0105 - 0.014
HIST min*	IGN	0.360 - 0.300	0.300 - 0.250	0.095 - 0.076	0.0144 - 0.012	0.014 - 0.0105
HIST max	CIG	0.36 - 0.45	0.255 - 0.34	0.090 - 0.12	0.020 - 0.025	0.0195 - 0.026
HIST min*	CIG	0.60 - 0.50	0.51 - 0.425	0.14 - 0.105	0.027 - 0.0225	0.026 - 0.0195
HIST max	HCR	0.420 - 0.480	0.350 - 0.400	0.085 - 0.102	0.015 - 0.0175	0.012 - 0.016
HIST min*	HCR	0.440 - 0.385	0.360 - 0.315	0.114 - 0.095	0.0144 - 0.012	0.014 - 0.0105
HIST max	HSH	0.168 - 0.196	0.144 - 0.168	0.045 - 0.054	0.008 - 0.0096	0.0066 - 0.0088
HIST min*	HSH	0.210 - 0.180	0.168 - 0.144	0.060 - 0.050	0.0112 - 0.0098	0.010 - 0.008
HIST max	ZSUB	0.056 - 0.070	0.060 - 0.070	0.0275 - 0.033	0.0033 - 0.0039	0.0026 - 0.0033
HIST min*	ZSUB	0.084 - 0.070	0.066 - 0.055	0.033 - 0.0275	0.0027 - 0.0023	0.003 - 0.0024
HIST max	ELCENTRO	0.180 - 0.210	0.156 - 0.182	0.072 - 0.084	0.009 - 0.0105	0.0066 - 0.0088
HIST min*	ELCENTRO	0.175 - 0.140	0.182 - 0.156	0.078 - 0.065	0.0105 - 0.009	0.0088 - 0.0066

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL HCR.

TABLA No. 5.43 ESFUERZOS EN LA LOSA .

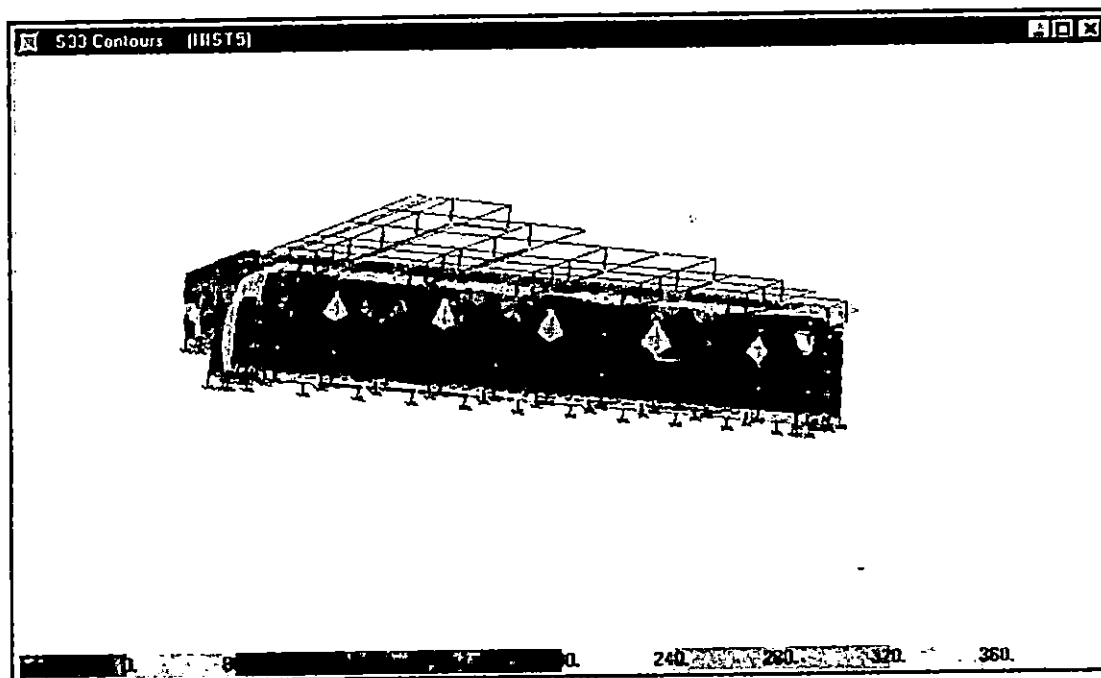
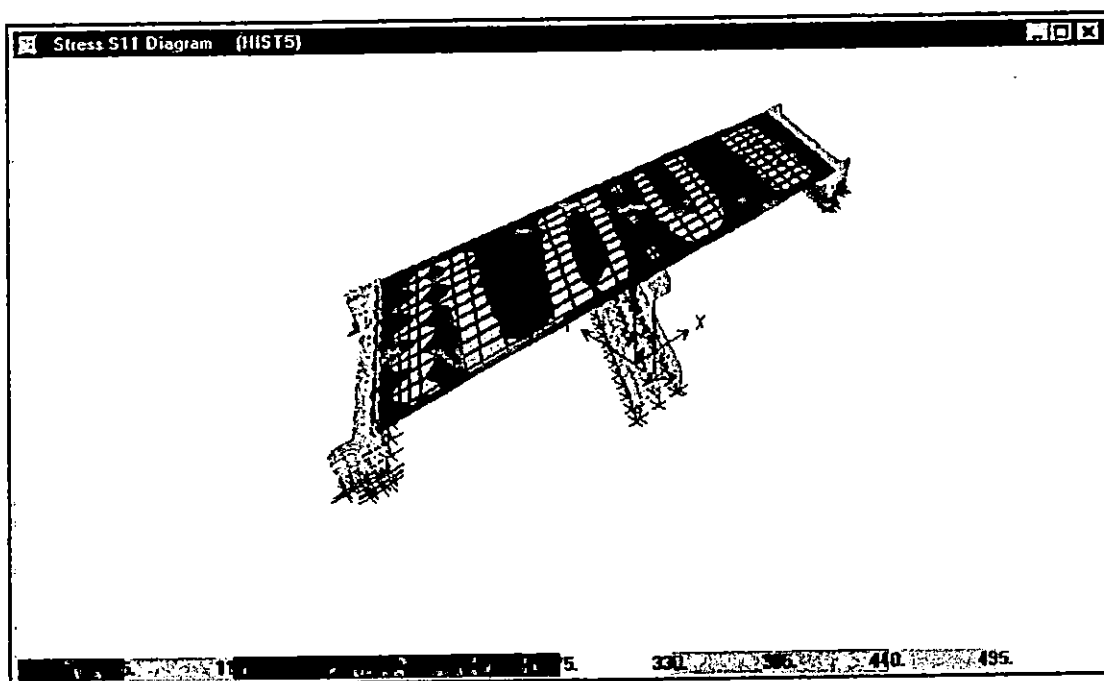
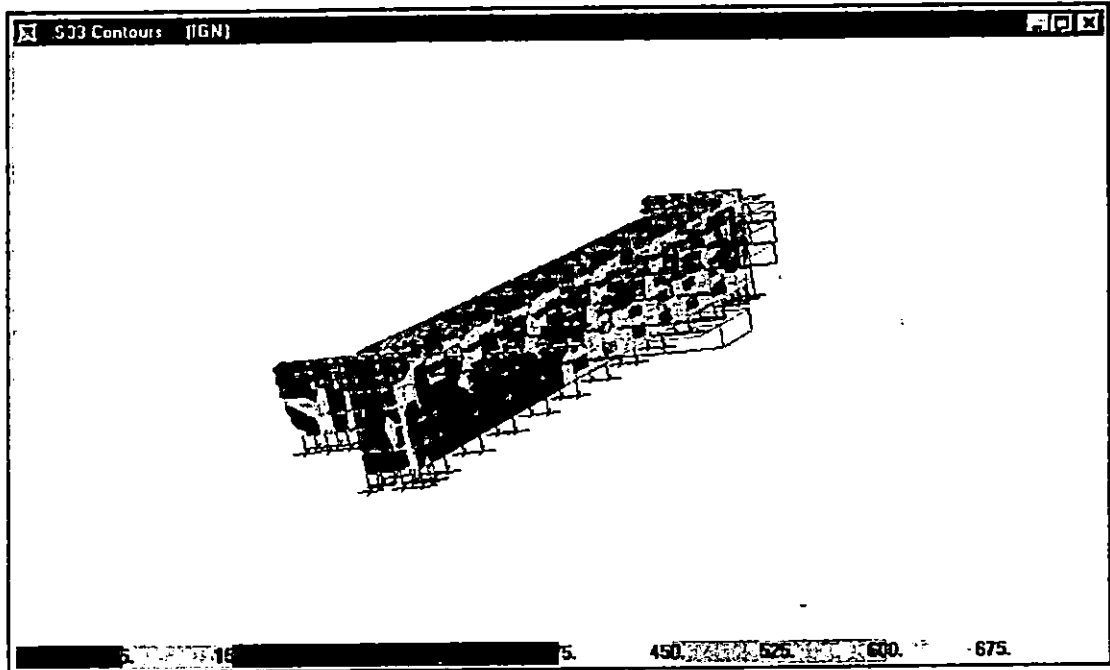
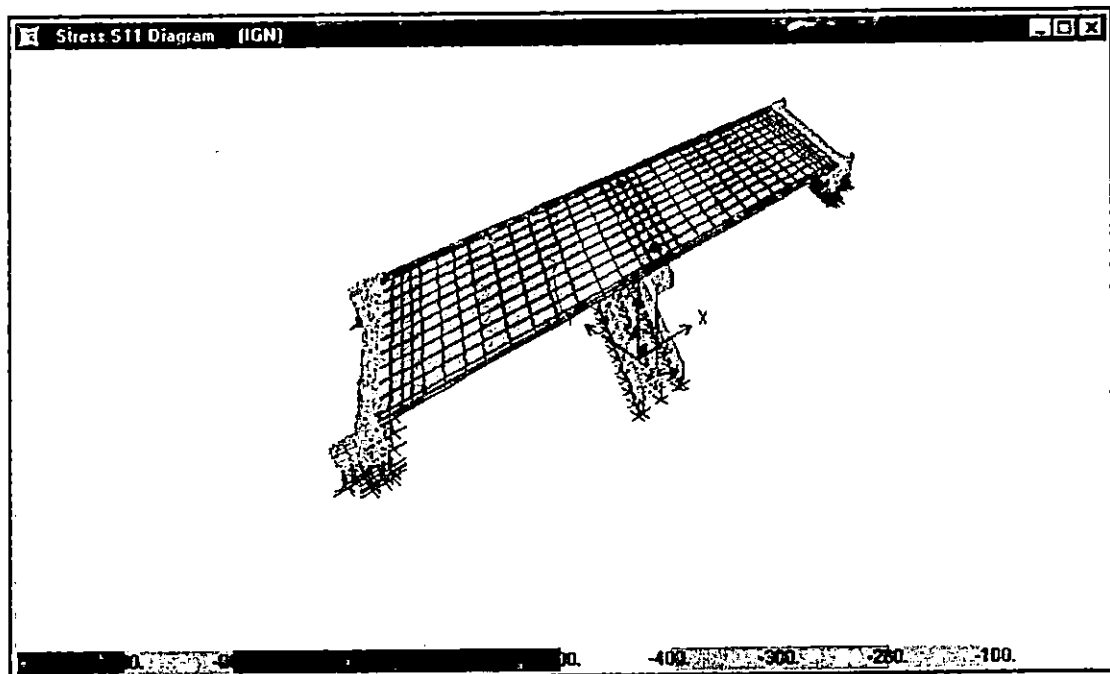
**PUENTE JUAN BERTIS.****FIGURA No. 5.129 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.****A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.****B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

FIGURA No. 5.131 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

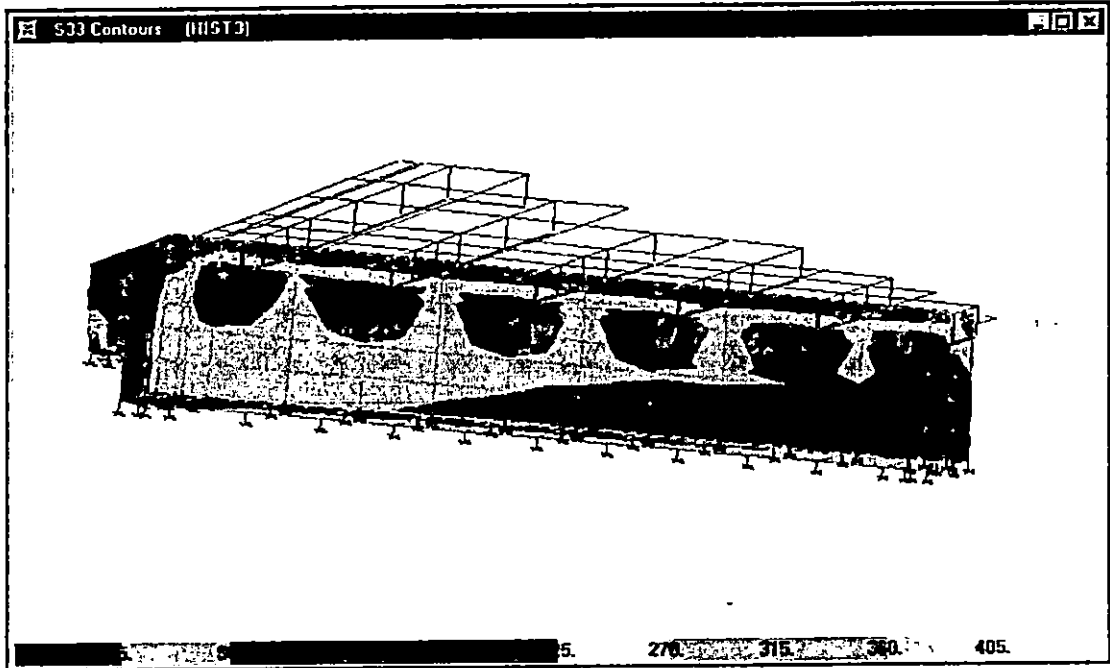


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

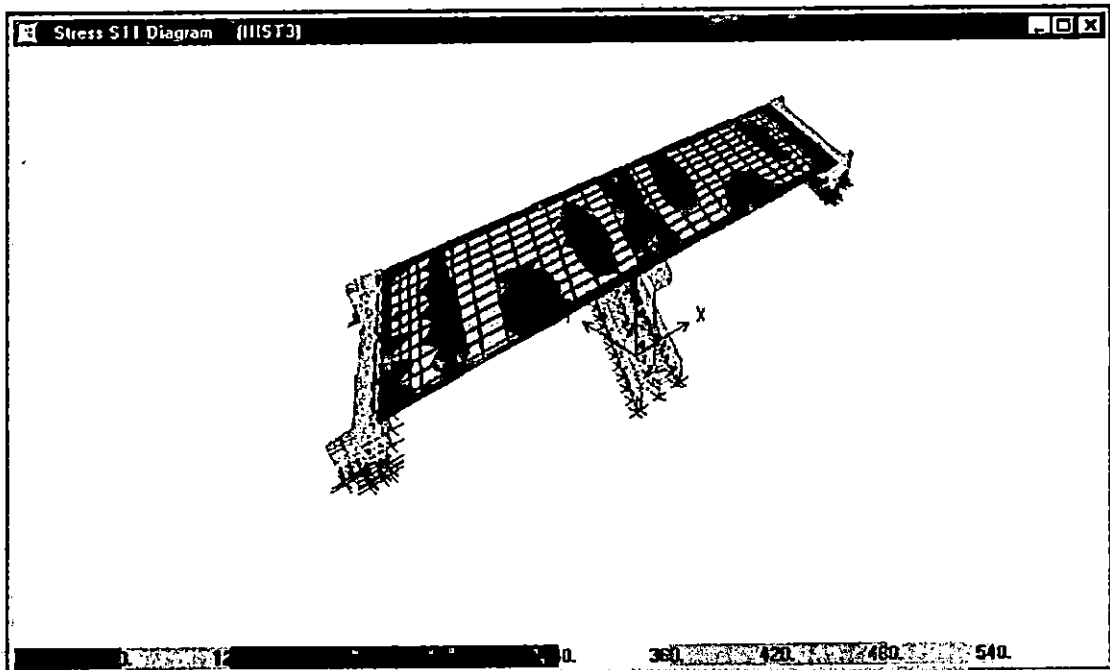


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.131 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

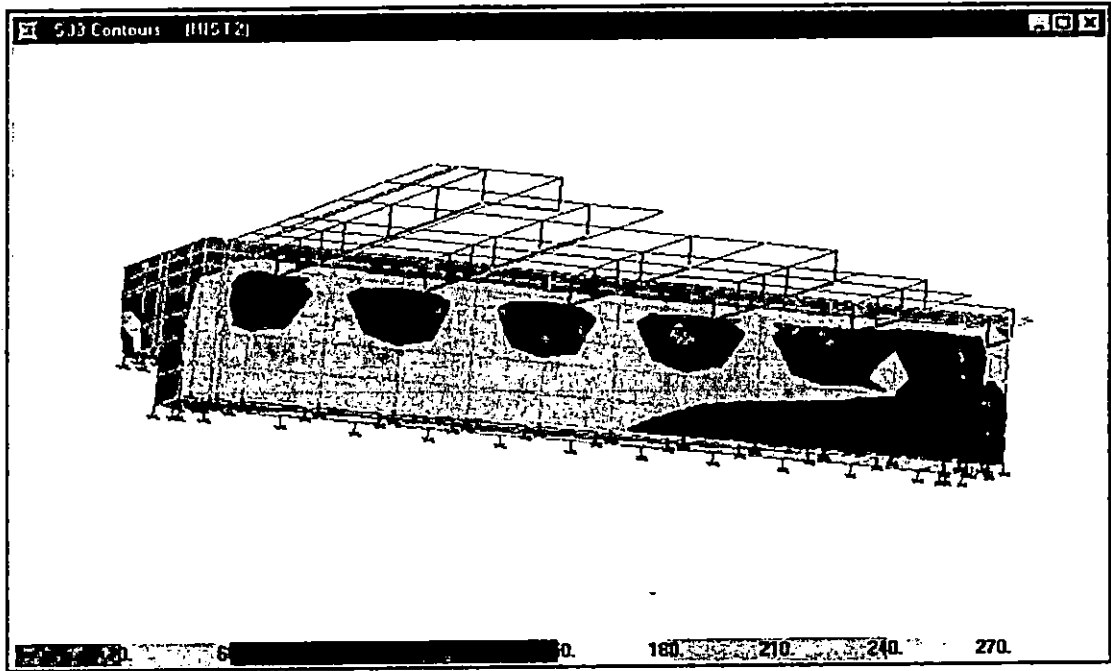


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

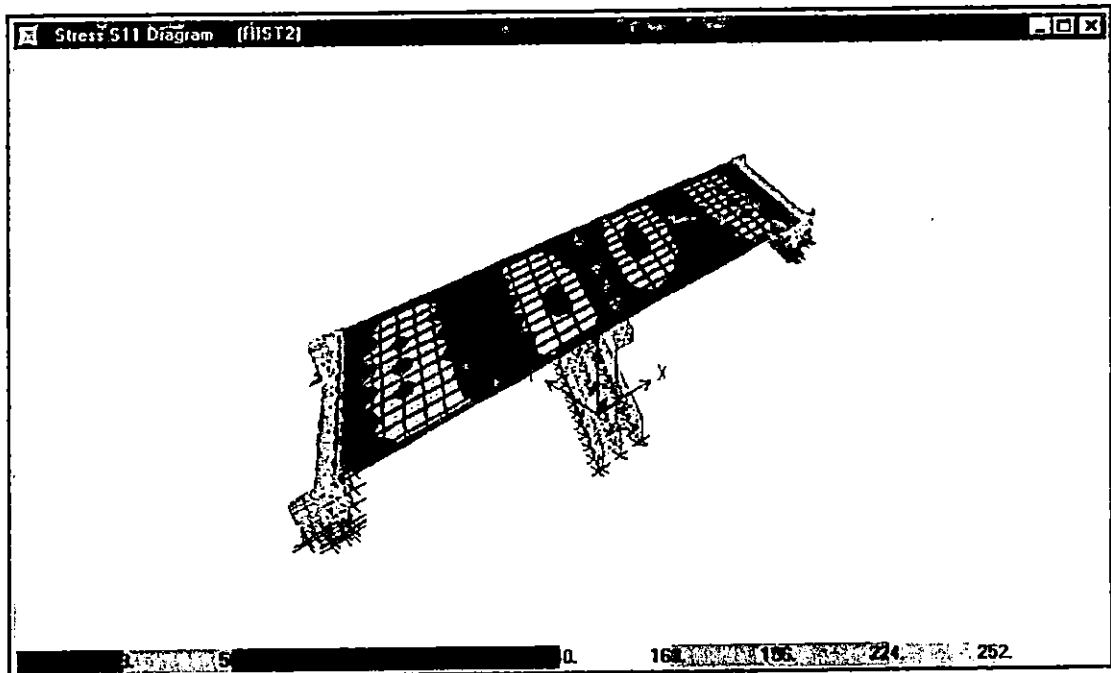


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.132 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH.

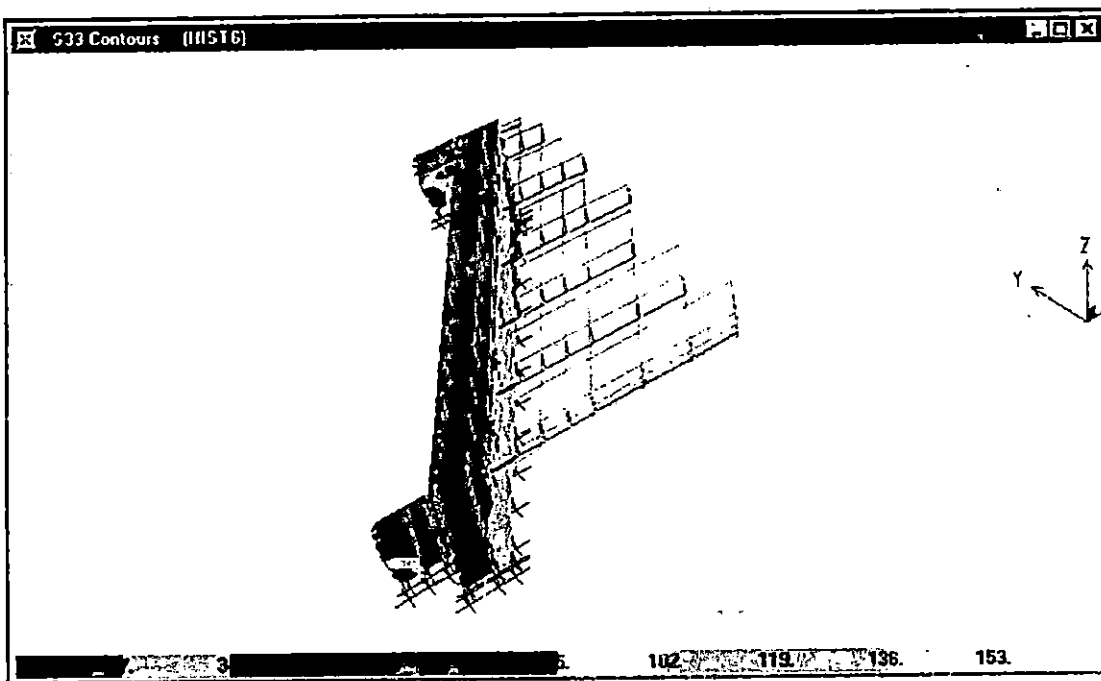


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

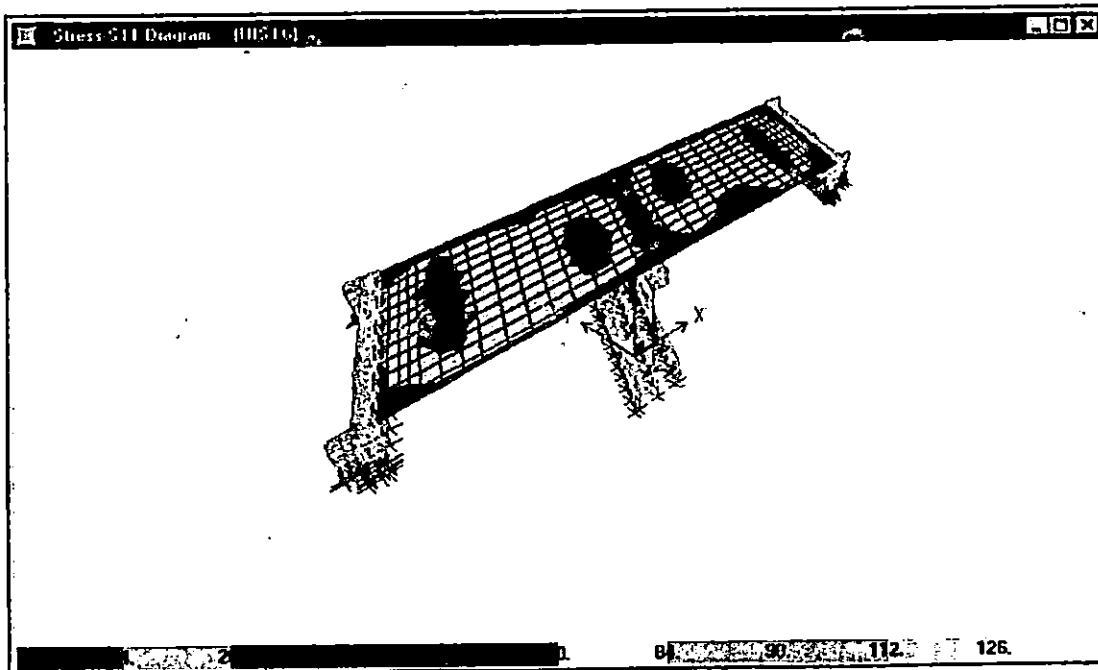


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.133 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

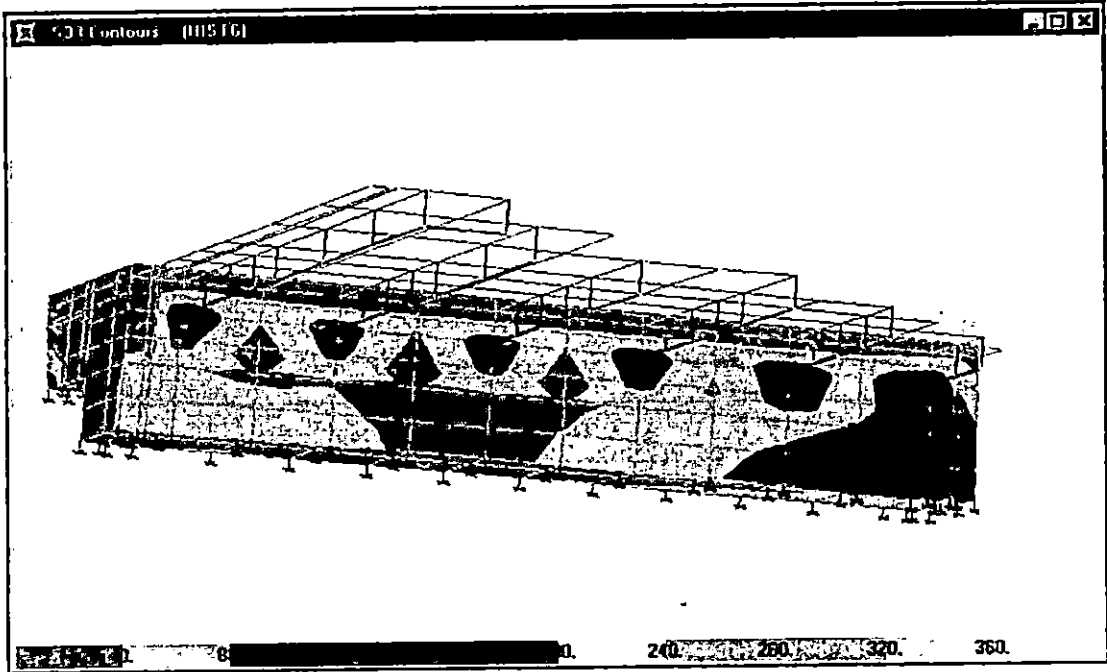


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

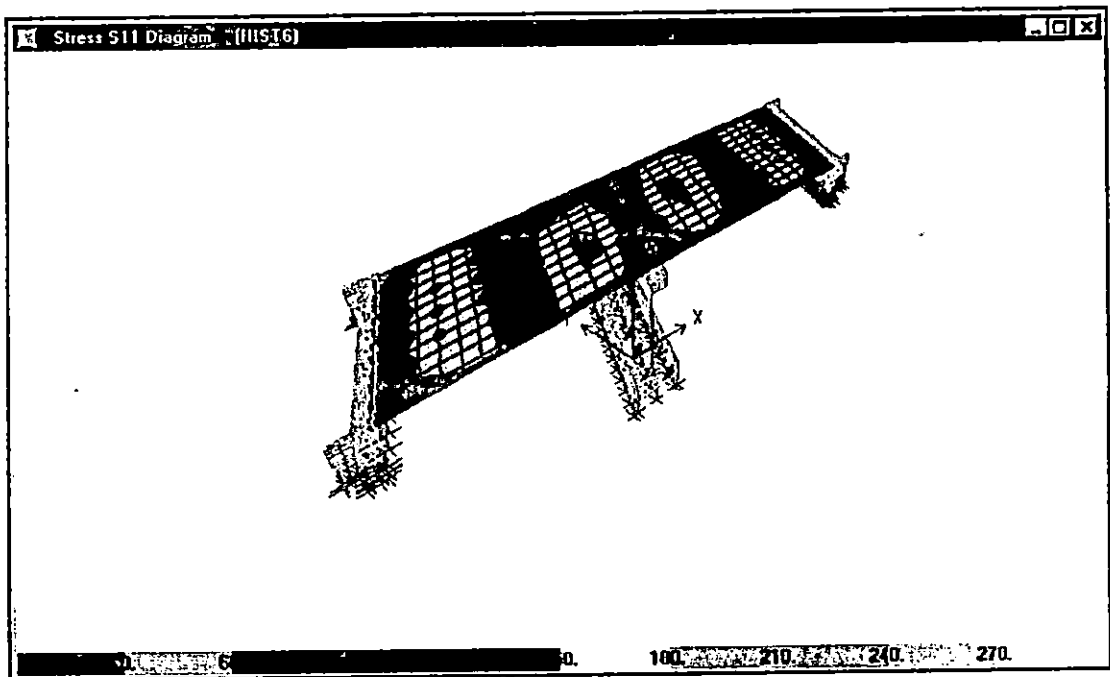


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.134 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.

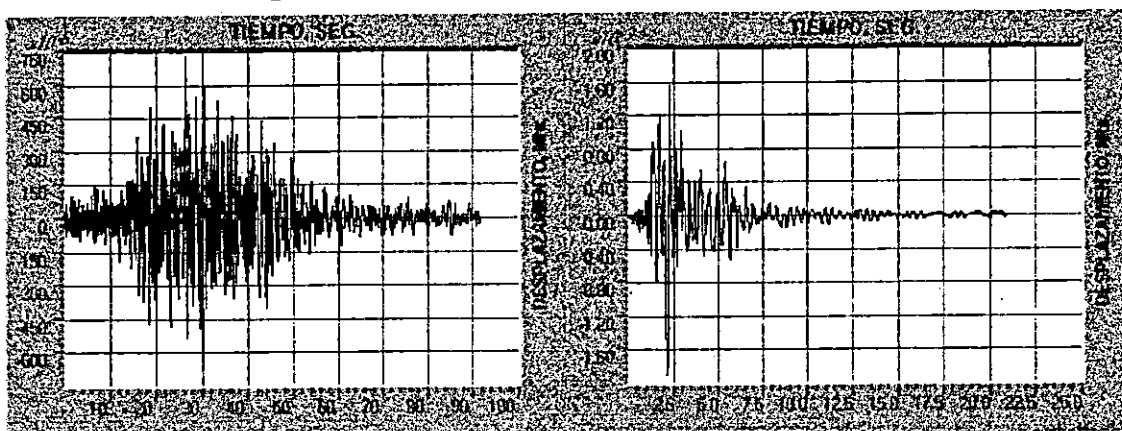


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



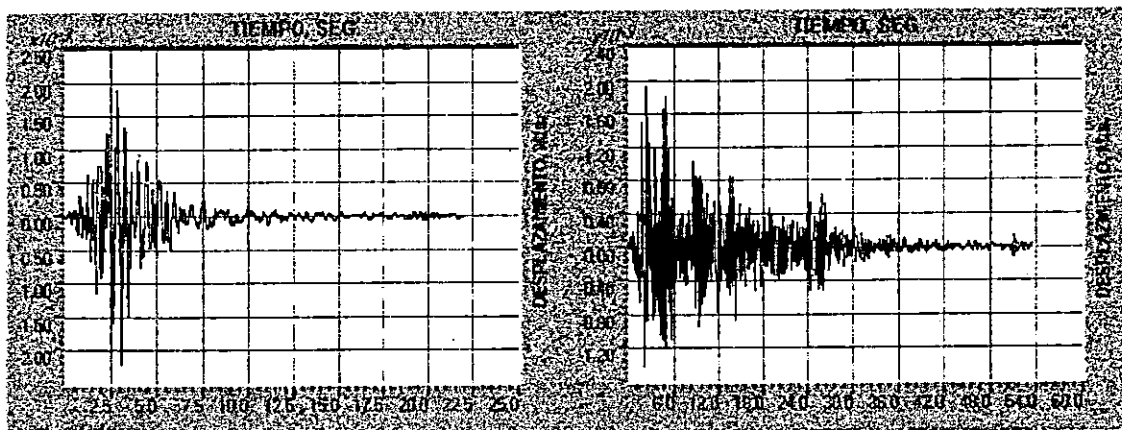
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.135 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



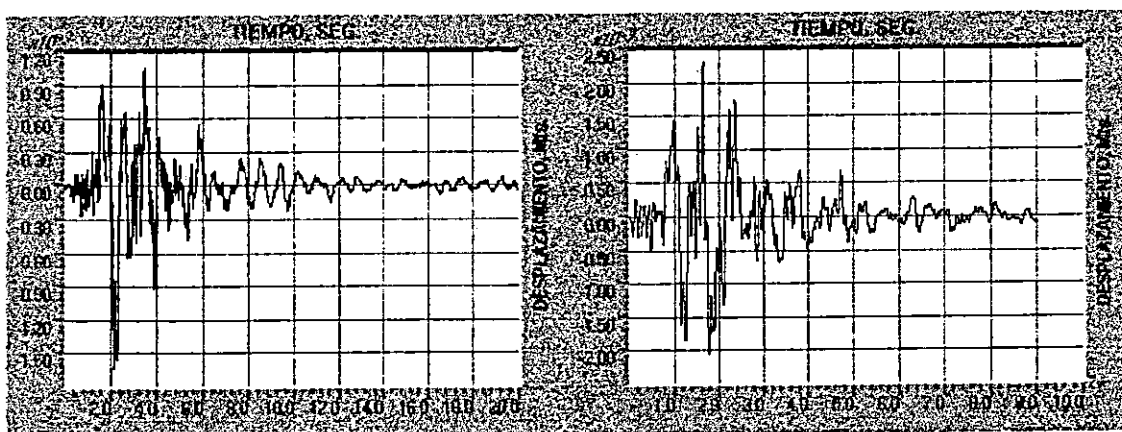
A. REGISTRO DE LA ZSUB.

B. REGISTRO DEL HCR.



C. REGISTRO DEL HSH.

D. REGISTRO DE EL CENTRO.



E. REGISTRO DEL IGN.

F. REGISTRO DEL CIG

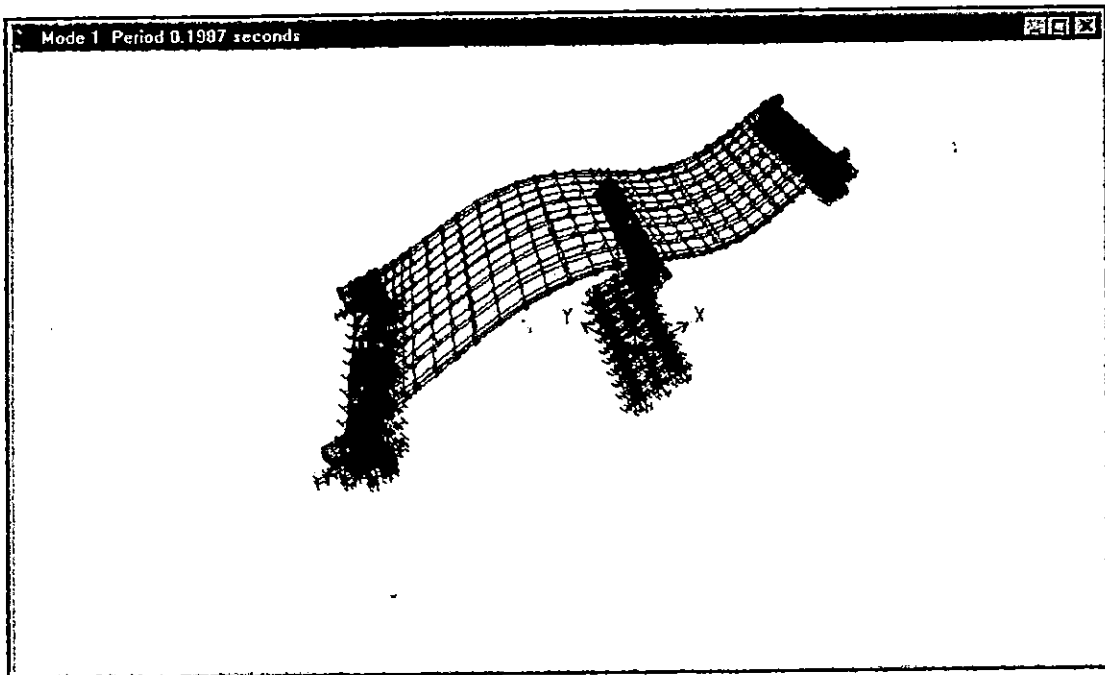
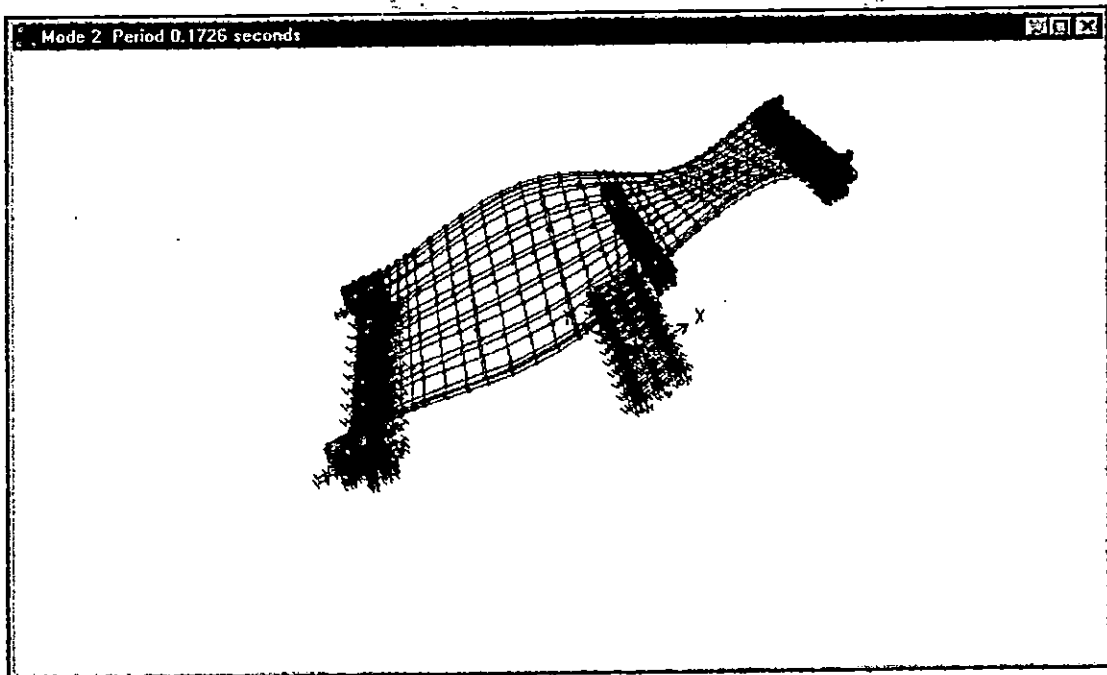
MODELO No. 5 PUENTE JUAN BERTIS

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

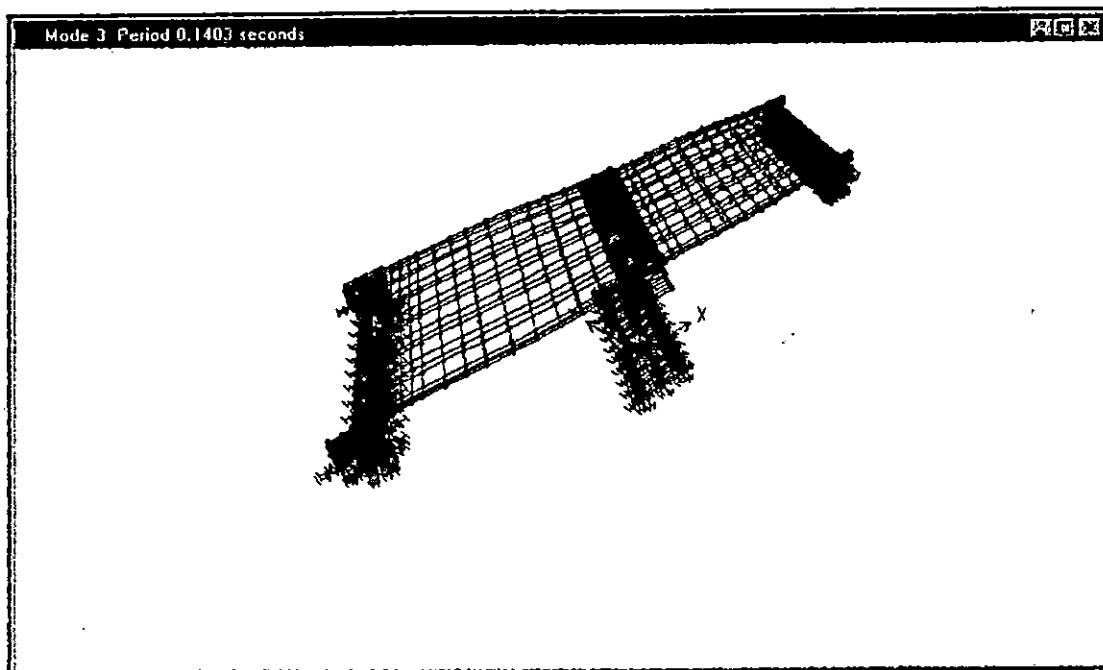
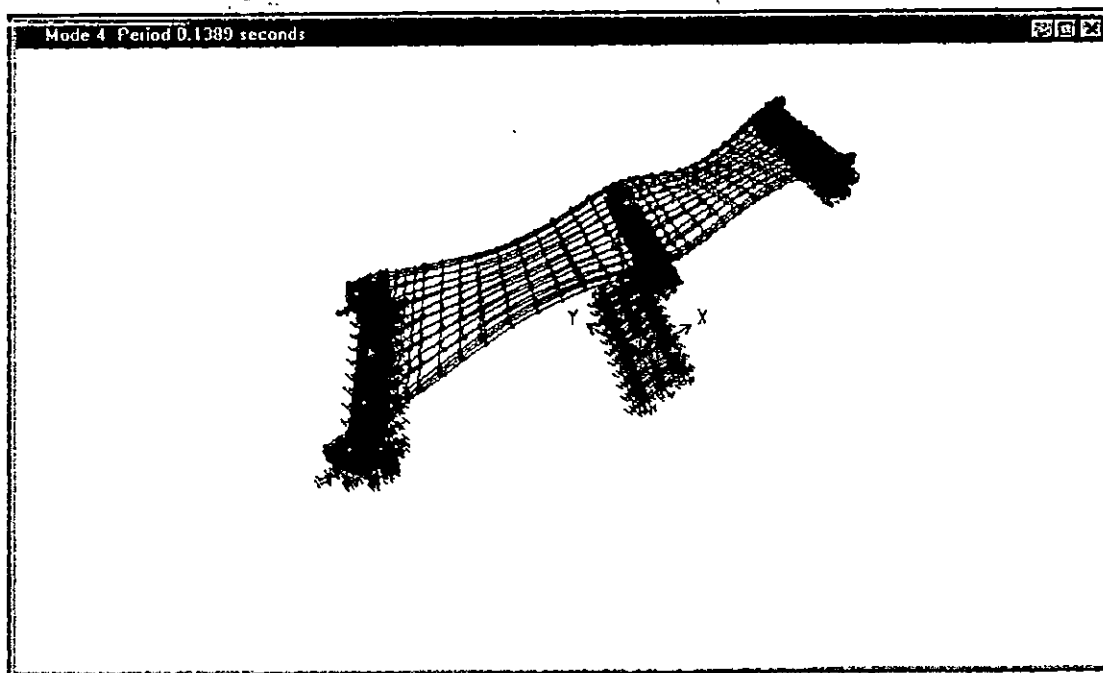
TABLA No. 5.44 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.19867	1.23110	1.5892	0.0000	1.2311	1.5892	0.0000
2	0.17256	0.00000	0.0000	0.0659	1.2311	1.5892	0.0659
3	0.14026	4.34870	3.7839	0.0000	5.5798	5.3731	0.0659
4	0.13893	0.39550	10.3696	0.0000	5.9753	15.7427	0.0659
5	0.13661	0.00000	0.0000	34.1559	5.9753	15.7428	34.2218
6	0.11272	0.19010	29.1229	0.0000	6.1654	44.8657	34.2218
7	0.09353	0.00000	0.0000	0.0034	6.1654	44.8657	34.2252
8	0.09025	0.26840	0.1497	0.0000	6.4338	45.0154	34.2252
9	0.08257	0.00000	0.0000	0.0093	6.4338	45.0154	34.2345
10	0.07522	39.40140	0.1868	0.0000	45.8352	45.2023	34.2345
11	0.06413	5.71390	0.1149	0.0000	51.5491	45.3171	34.2345
12	0.06018	0.44760	0.0478	0.0016	51.9967	45.3649	34.2361
13	0.06015	0.00070	0.0001	1.0578	51.9974	45.3650	35.2939
14	0.05832	0.00000	0.0000	0.0850	51.9974	45.3650	35.3789
15	0.05400	4.23080	0.2935	0.0000	56.2282	45.6585	35.3789
16	0.04960	2.47810	0.3809	0.0000	58.7062	46.0394	35.3789
17	0.04923	0.00000	0.0000	0.0680	58.7063	46.0394	35.4469
18	0.04876	2.05210	0.6357	0.0000	60.7584	46.6751	35.4469
19	0.04738	0.00000	0.0000	0.0055	60.7584	46.6751	35.4524
20	0.04601	0.05220	0.0011	0.0000	60.8106	46.6762	35.4524

FIGURA No. 5.136 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE JUAN BERTIS.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1987$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1726$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE JUAN BERTIS. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.1403$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.1389$  Seg.

## PUENTE JUAN BERTIS

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.06 - 0.12	0.035 - 0.07	0.24 - 0.28	0.048 - 0.072	0.08 - 0.10	0.09 - 0.108
HIST min*	IGN	0.00 - 0.07	0.08 - 0.04	0.315 - 0.27	0.066 - 0.044	0.11 - 0.088	0.108 - 0.09
HIST max	CIG	0.085 - 0.17	0.09 - 0.135	0.375 - 0.45	0.072 - 0.096	0.105 - 0.14	0.12 - 0.15
HIST min*	CIG	0.065 - 0.13	0.07 - 0.105	0.42 - 0.49	0.06 - 0.09	0.14 - 0.175	0.12 - 0.15
HIST max	HCR	0.08 - 0.16	0.045 - 0.09	0.315 - 0.36	0.035 - 0.070	0.066 - 0.088	0.075 - 0.09
HIST min*	HCR	0.0 - 0.09	0.0 - 0.05	0.30 - 0.15	0.056 - 0.028	0.075 - 0.05	0.085 - 0.068
HIST max	HSH	0.0 - 0.055	0.028 - 0.056	0.196 - 0.224	0.02 - 0.04	0.056 - 0.07	0.052 - 0.065
HIST min*	HSH	0.00 - 0.055	0.06 - 0.03	0.18 - 0.15	0.038 - 0.019	0.048 - 0.032	0.072 - 0.06
HIST max	ZSUB	0.00 - 0.035	0.017 - 0.034	0.112 - 0.126	0.011 - 0.022	0.018 - 0.024	0.022 - 0.027
HIST min*	ZSUB	0.00 - 0.03	0.032 - 0.016	0.084 - 0.07	0.022 - 0.011	0.025 - 0.017	0.02 - 0.016
HIST max	ELCENTRO	0.0 - 0.06	0.035 - 0.07	0.21 - 0.24	0.044 - 0.066	0.07 - 0.056	0.07 - 0.084
HIST min*	ELCENTRO	0.12 - 0.06	0.07 - 0.035	0.21 - 0.175	0.044 - 0.022	0.085 - 0.068	0.066 - 0.055

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.45 ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.**

## PUENTE JUAN BERTIS

ANALISIS LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

### VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.385 - 0.44	0.300 - 0.350	0.070 - 0.084	0.013 - 0.0156	0.016 - 0.02
HIST min*	IGN	0.400 - 0.350	0.360 - 0.315	0.075 - 0.060	0.015 - 0.012	0.016 - 0.02
HIST max	CIG	0.500 - 0.600	0.480 - 0.560	0.096 - 0.112	0.018 - 0.0225	0.018 - 0.024
HIST min*	CIG	0.400 - 0.300	0.560 - 0.480	0.112 - 0.840	0.022 - 0.018	0.026 - 0.019
HIST max	HCR	0.385 - 0.440	0.300 - 0.350	0.080 - 0.096	0.0096 - 0.012	0.0105 - 0.014
HIST min*	HCR	0.330 - 0.275	0.030 - 0.025	0.085 - 0.068	0.0144 - 0.012	0.0105 - 0.014
HIST max	HSB	0.140 - 0.175	0.105 - 0.140	0.050 - 0.060	0.0072 - 0.009	0.0072 - 0.0096
HIST min*	HSB	0.210 - 0.175	0.180 - 0.150	0.060 - 0.050	0.010 - 0.008	0.0075 - 0.005
HIST max	ZSUB	0.084 - 0.096	0.040 - 0.050	0.0225 - 0.027	0.002 - 0.0025	0.0021 - 0.0028
HIST min*	ZSUB	0.078 - 0.065	0.060 - 0.050	0.027 - 0.0225	0.0027 - 0.0022	0.003 - 0.0022
HIST max	ELCENTRO	0.160 - 0.200	0.140 - 0.175	0.065 - 0.078	0.009 - 0.011	0.009 - 0.012
HIST min*	ELCENTRO	0.240 - 0.200	0.175 - 0.140	0.070 - 0.056	0.0132 - 0.011	0.0105 - 0.007

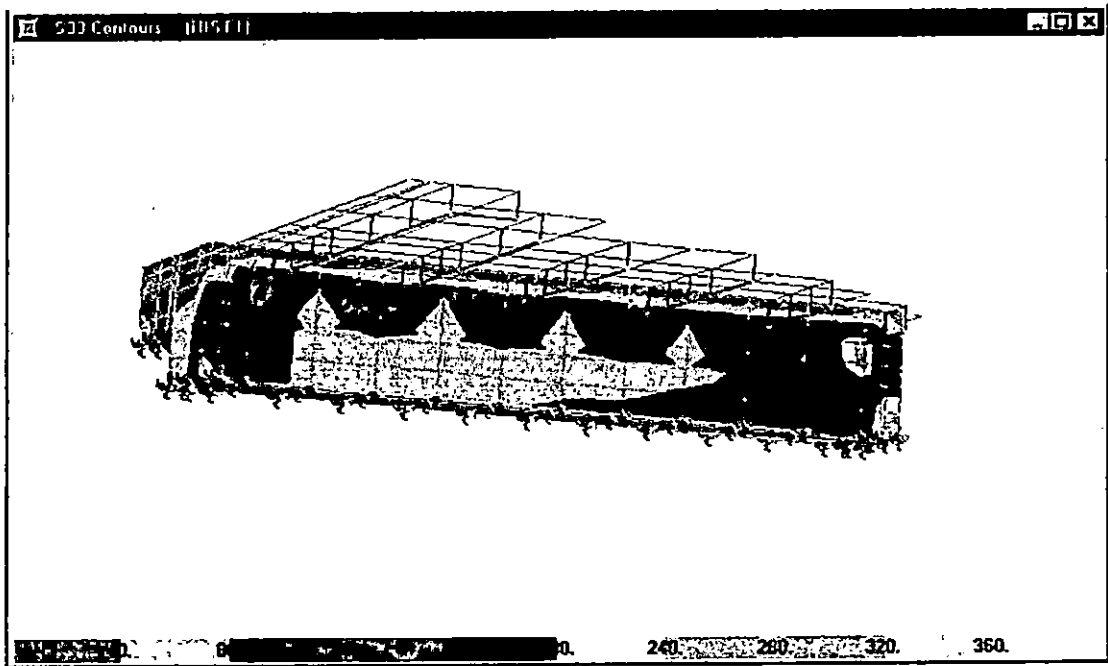
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

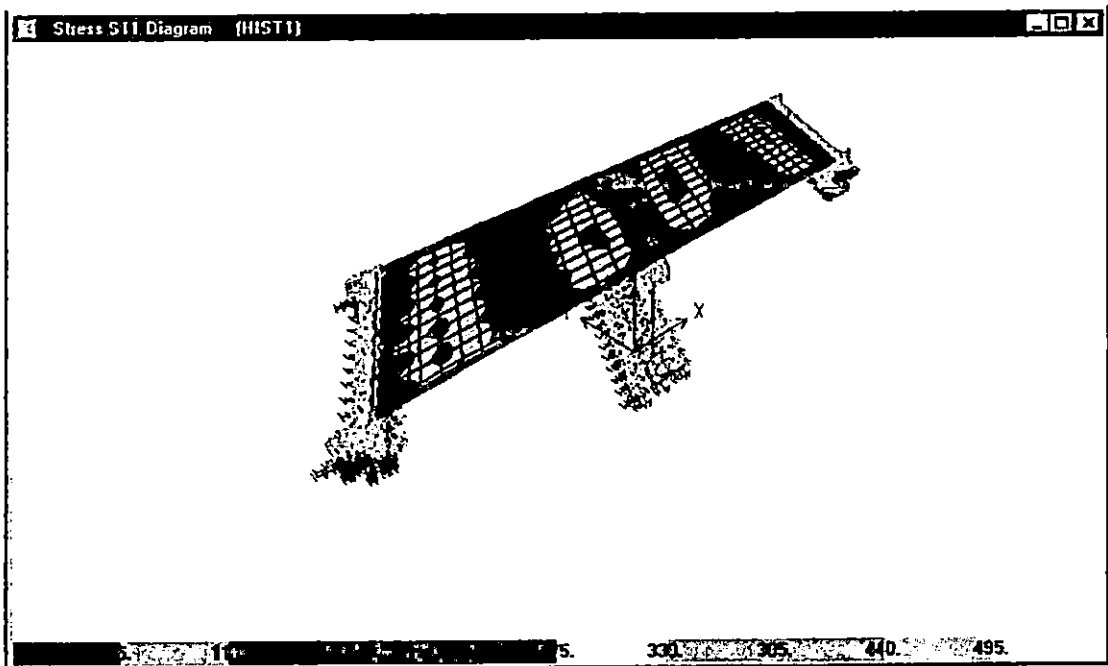
TABLA No. 5.46 ESFUERZOS EN LA LOSA.

**PUENTE JUAN BERTIS.**

**FIGURA No. 5.137 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.**

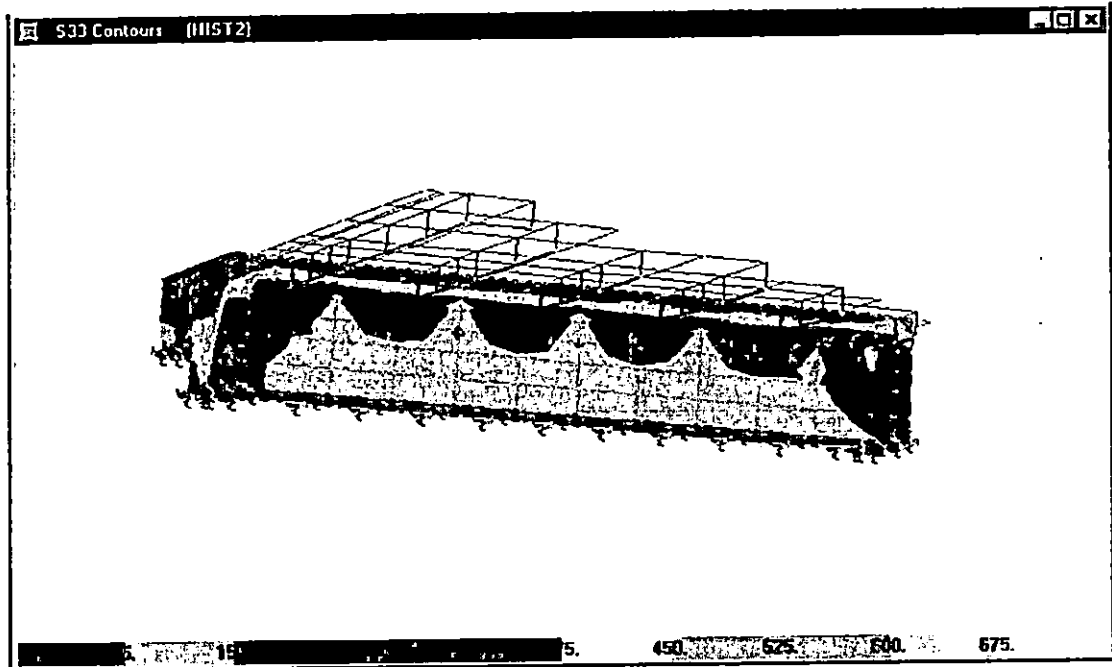


**A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

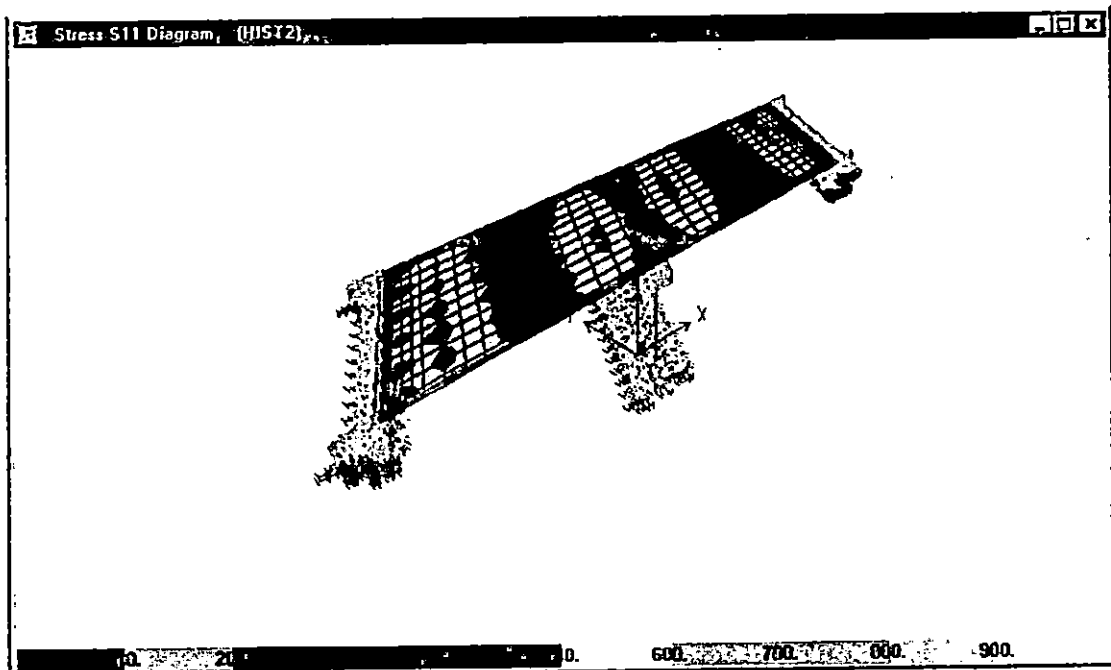


**B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

FIGURA No. 5.138 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

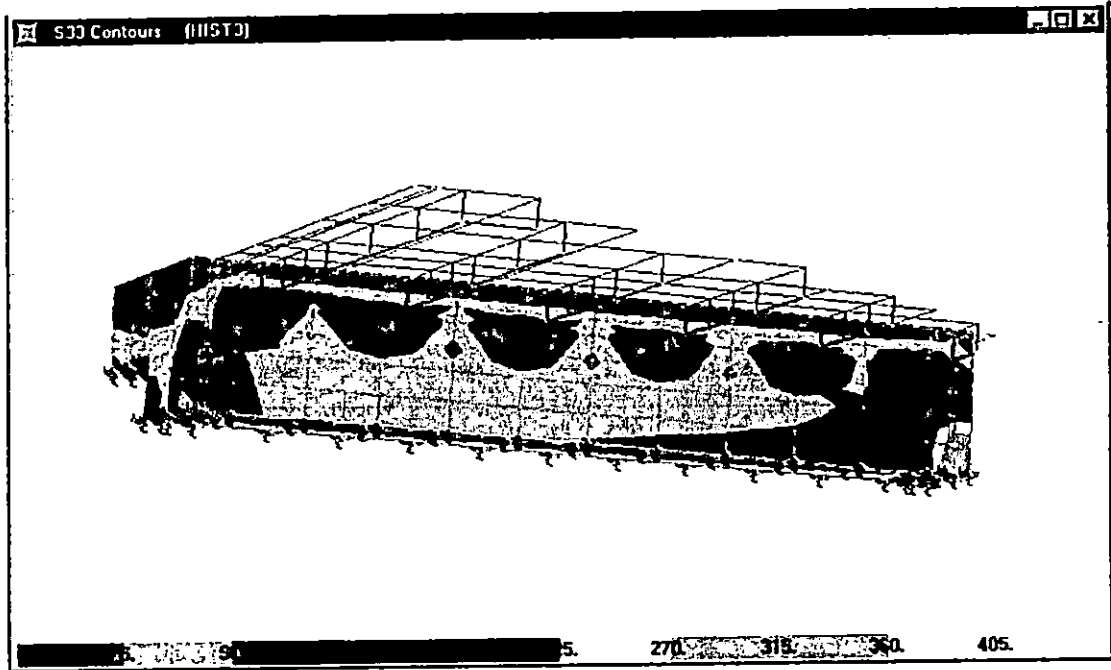


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

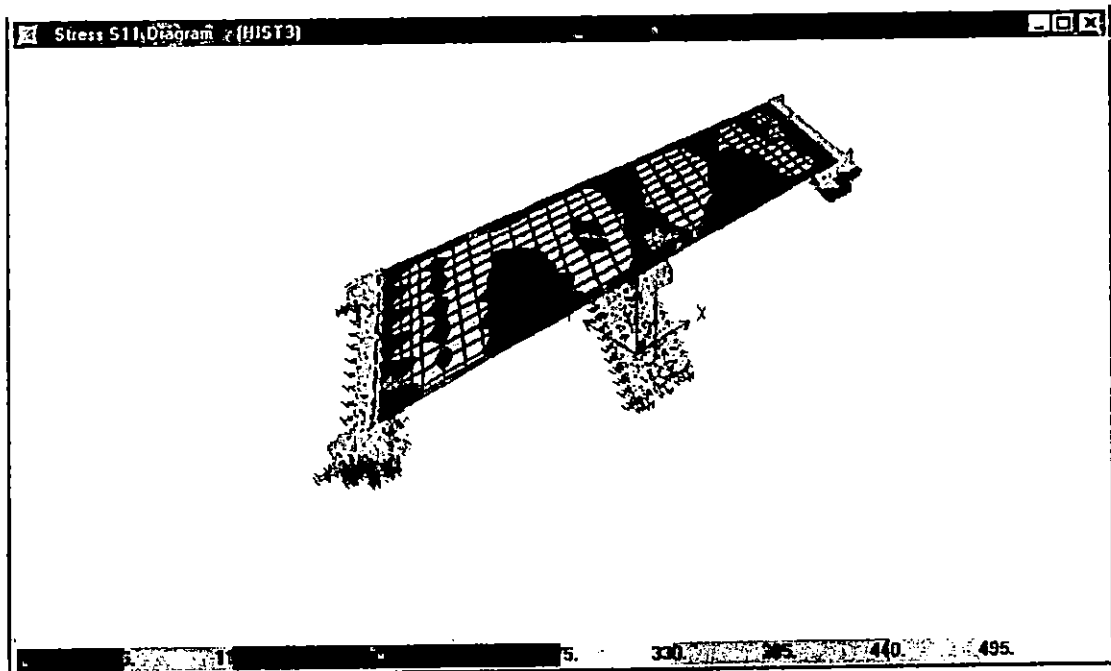


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.139 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HCR.

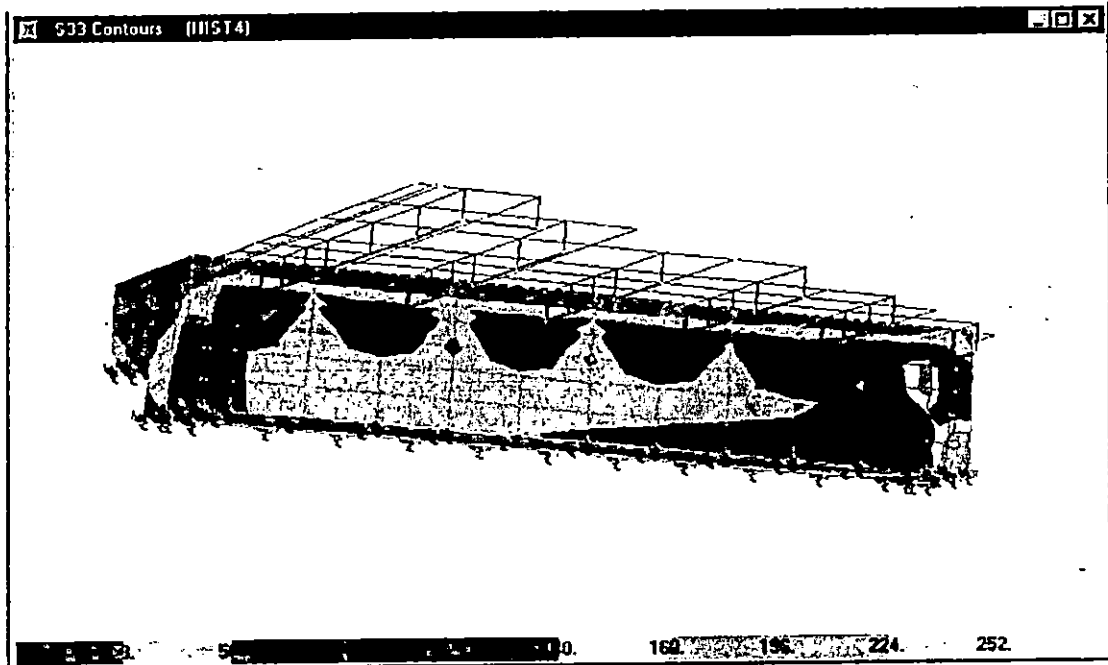


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

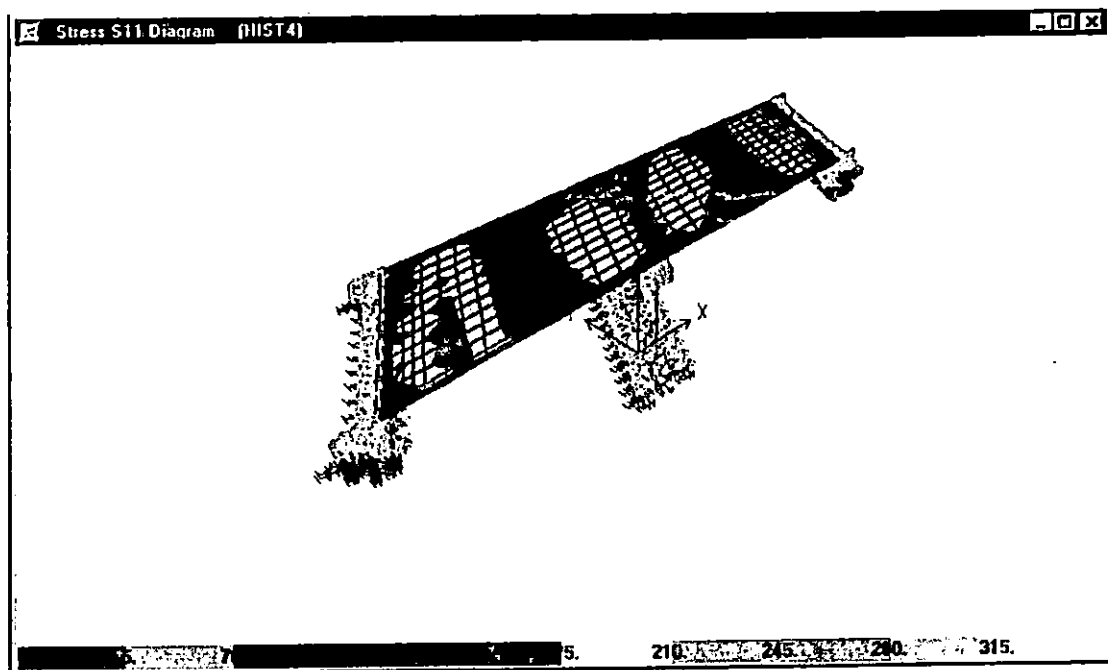


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.140 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL HSH.

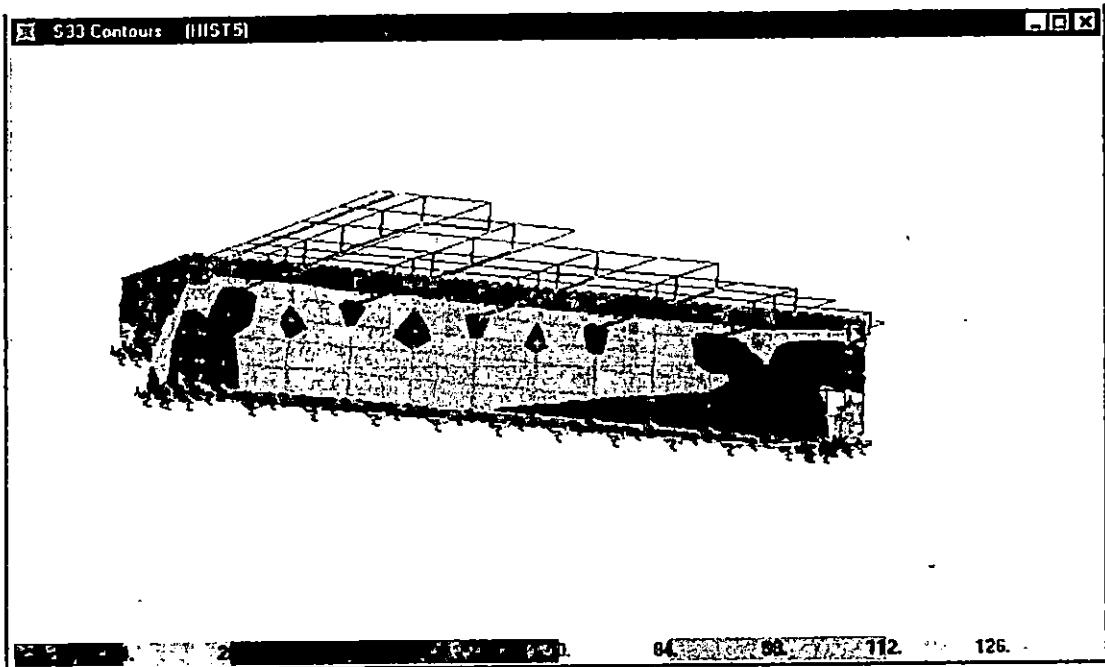


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

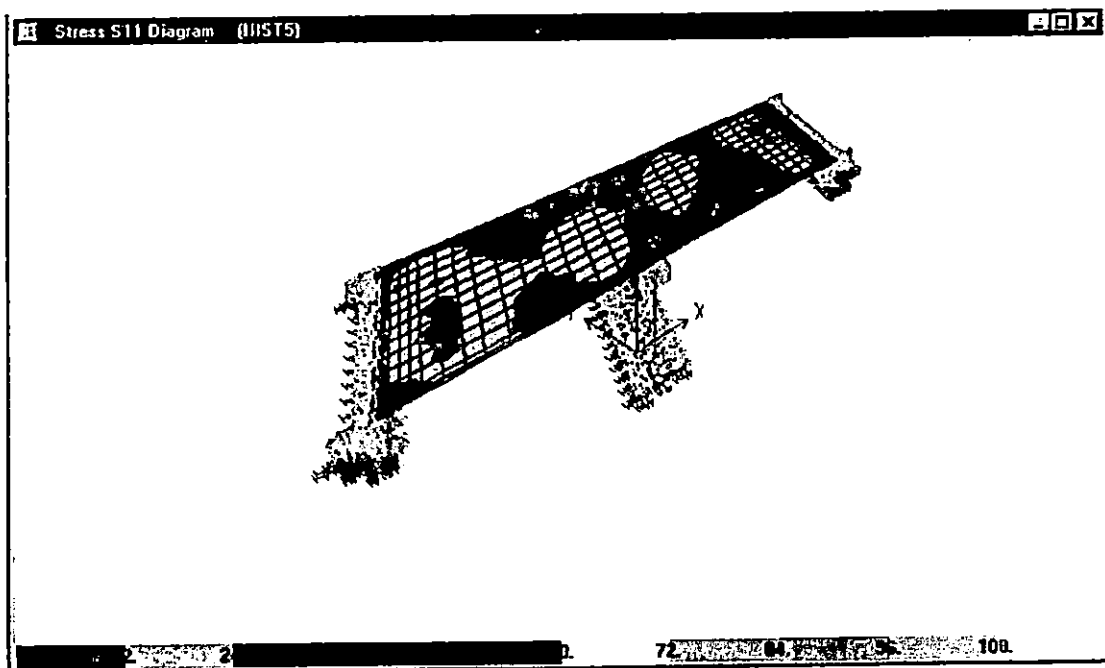


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.141 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

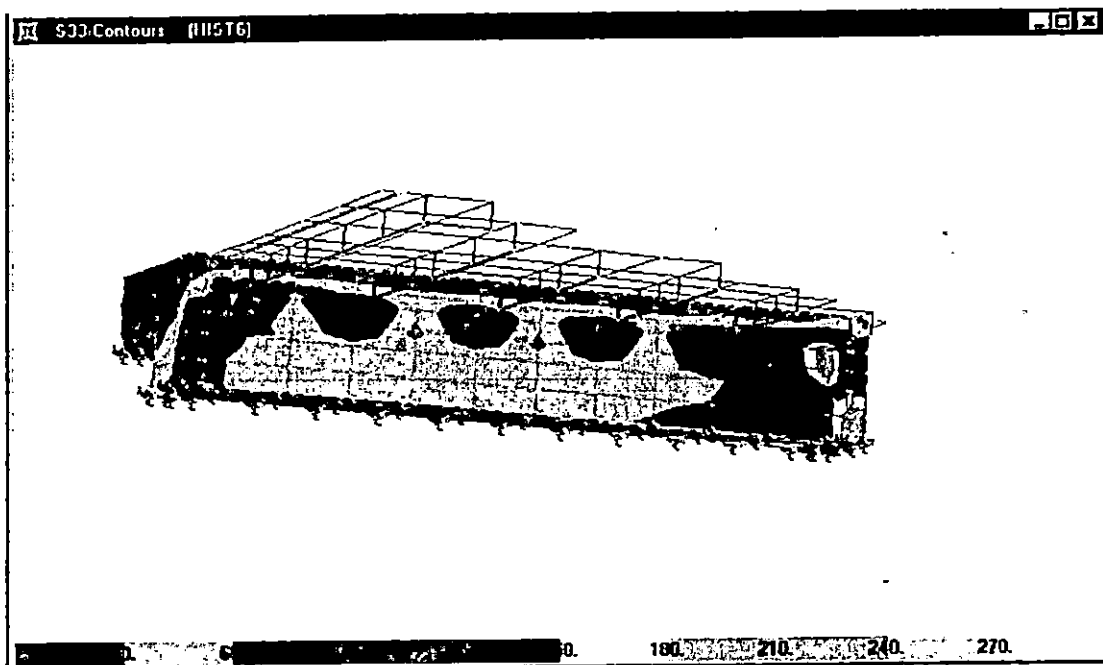


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

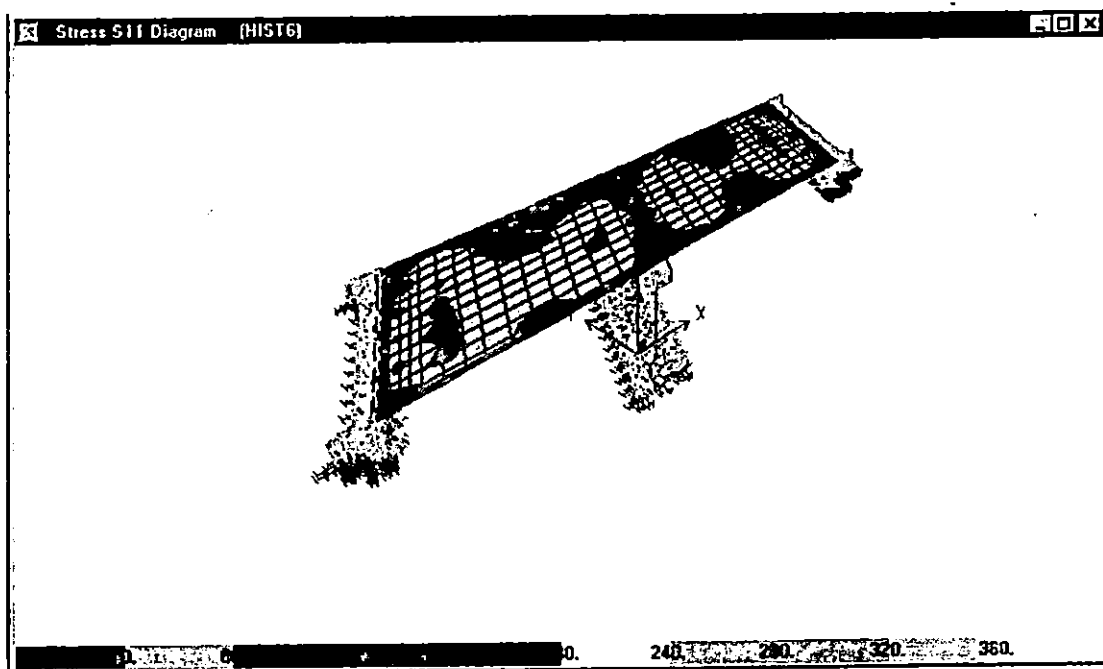


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.142 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE EL CENTRO.

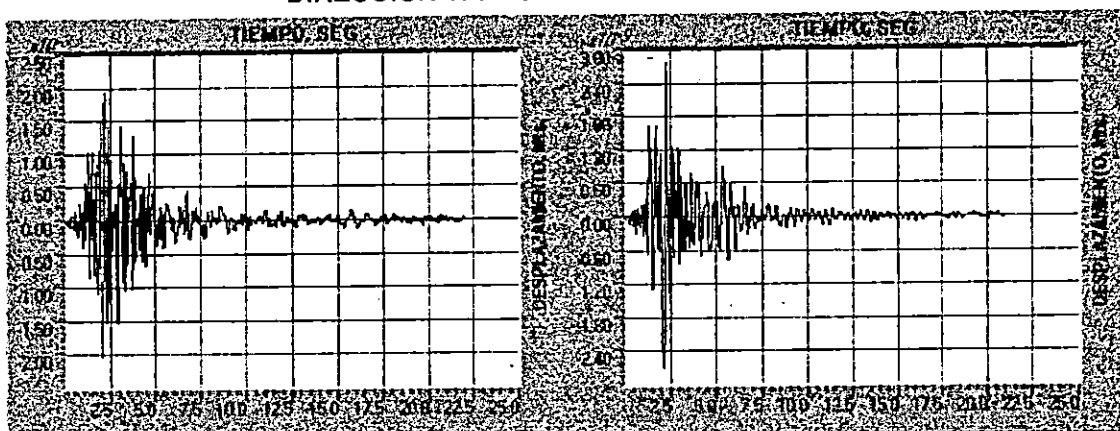


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



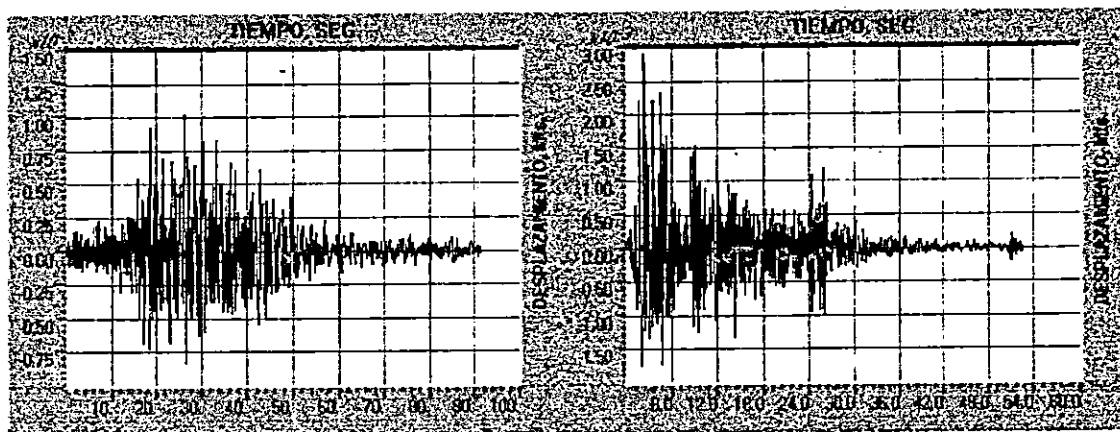
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.143 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



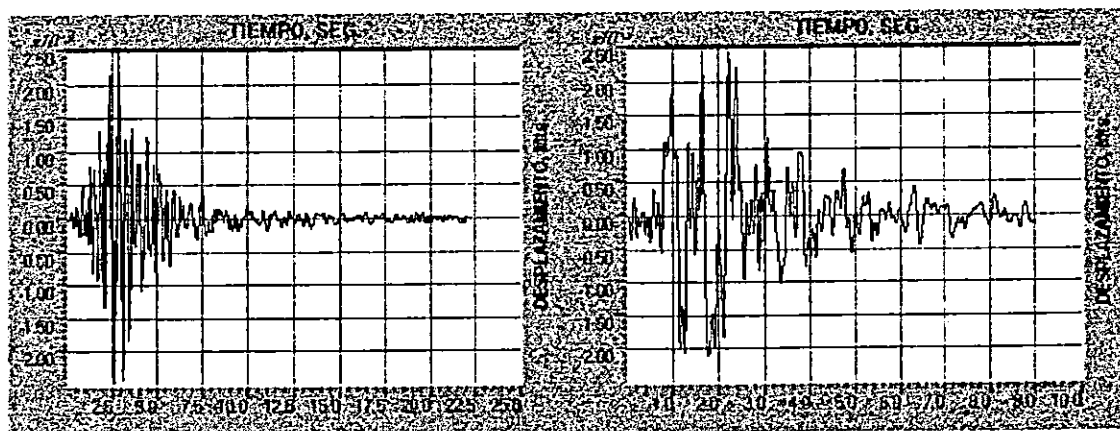
A. REGISTRO DEL HSH.

B. REGISTRO DEL HCR



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

D. REGISTRO DEL CENTRO.



E. REGISTRO DEL IGN.

F. REGISTRO DEL CIG.

## **5.5 APLICACIÓN DEL ANALISIS NO LINEAL A LOS PUENTES MODELADOS.**

### **5.5.1. INTRODUCCION.**

Para realizar el análisis sísmico no lineal de los puentes modelados, cada uno de ellos fue modificado en algunos de sus componentes. Las modificaciones realizadas consistieron fundamentalmente en sustituir algunos elementos de marco (FRAME), por elementos con propiedades no lineales (NLlink) para conectar la losa con las vigas, para unir la superestructura a la pila central y en algunos miembros de los arriostramientos laterales.

Las cargas aplicadas a los modelos son básicamente las mismas que se utilizaron en el análisis lineal, por lo que las excitaciones sísmicas están representadas por medio de acelerogramas.

### **5.5.2. SELECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS A APLICAR A LOS MODELOS.**

Cuando se realizó el análisis lineal se caracterizaron algunos registros para los terremotos de San Salvador del 10 de Octubre de 1986, de la Zona de Subducción del 19 de Junio de 1982 y el de "El Centro" del 18 de Mayo de 1940. Tomando en cuenta esta caracterización se determinó su aplicación para el análisis lineal.

Sin embargo a esta altura de la investigación se dispone, además de las características propias de los registros, de los resultados obtenidos en el análisis lineal. A partir de lo anterior se ha determinado utilizar para el análisis no lineal dos registros del terremoto del 10 de Octubre de 1986 y el registro del terremoto de la Zona de Subducción.

Los registros que se han escogido son los del Instituto Geográfico Nacional (IGN), los del Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG) y los de la Zona de Subducción (ZSUB). El motivo por el cual se utilizarán tales registros es porque, para el caso del IGN y el CIG además de poseer el mayor potencial destructivo crítico (Pdk), son los que generaron mayores respuestas (esfuerzos, desplazamientos, etc.) en los modelos cuando se realizó el análisis lineal; para el caso del registro de la ZSUB porque es un registro con características diferentes a los dos anteriores, de gran duración y propio de la región centroamericana.

El hecho de haber descartado el uso de los otros registros no quiere decir que no sean importantes, sino que para el caso de las estructuras modeladas no producen mayores efectos en cuanto a esfuerzos y deformaciones.

### 5.5.3. SELECCIÓN DEL TIPO DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL A MODELAR.

El programa SAP2000 permite modelar a través de los elementos Nlink los siguientes tipos de comportamiento no lineal:

- Amortiguamiento Viscoso Elástico;
- Juntas estrechas (en compresión o en tensión);
- Plasticidad Uniaxial;
- Plasticidad Biaxial con Aislamiento Basal;
- Péndulo de Fricción con Aislamiento Basal;

De los tipos de comportamiento no lineal mencionados, se utilizarán la plasticidad uniaxial y la biaxial con aislamiento basal.

La plasticidad uniaxial se utilizará para modelar los conectores entre las vigas y la losa. Las propiedades no lineales para este tipo de elementos Nlink pueden ser independientemente especificadas para cada grado de libertad, así para el caso de los conectores que se modelaron las direcciones escogidas son la U2 y U3 en las que se da la deformación por cortante. El modelo plástico está basado en el comportamiento histerético propuesto por Wen (1976) mostrado en las figuras No. 5.87 y 5.88. Además se utilizará este tipo de elemento Nlink en el modelado de los arriostramientos de algunos puentes; en este caso la dirección con propiedades no lineales será la U1 ya que los arriostramientos solo soportan cargas axiales.

La plasticidad biaxial con aislamiento basal es un aislamiento basal histerético que ha sido acoplado con propiedades plásticas para las dos deformaciones por cortante, y propiedades lineales para las cuatro restantes deformaciones. Este modelo de comportamiento no lineal (ver figura 5.8.9) está basado en el propuesto por Wen (1976), y Park, Wen y Ang (1986), y

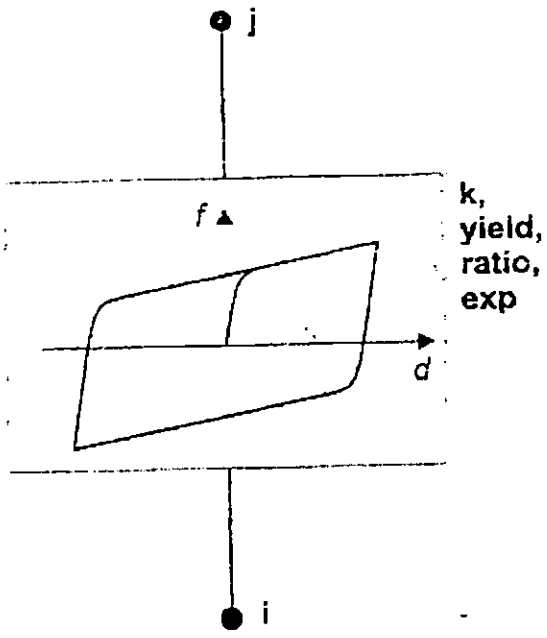


FIGURA No. 5.87 PROPIEDADES DEL PLASTIC1 PARA DEFORMACION UNIAXIAL.

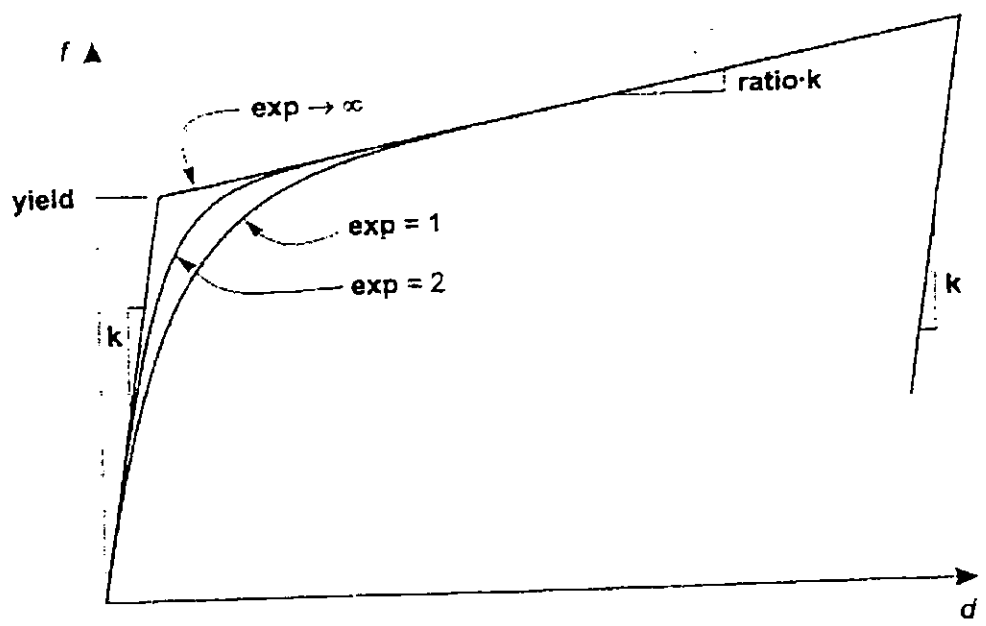


FIGURA No. 5.88 DEFINICION DE PARAMETROS PARA PLASTIC1.

recomendado para el aislamiento basal por Nagara Jaiah, Reinhorn y Constantinou (1991). Con este modelo de comportamiento no lineal se modelarán los conectores de la superestructura a la pila (elastomeric bearings).

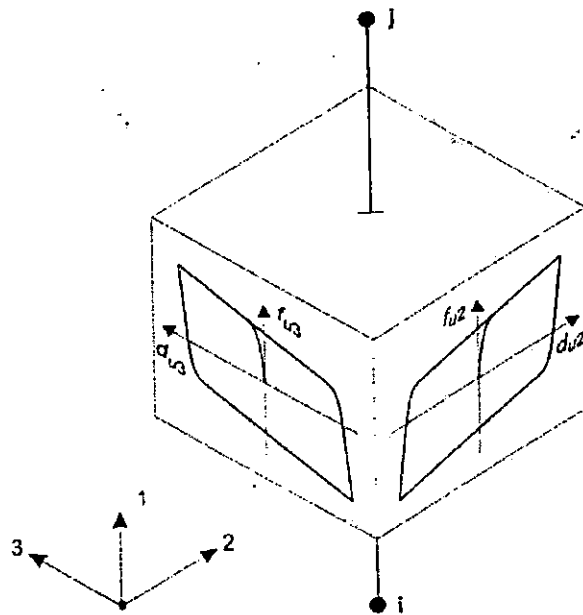


FIGURA No. 5.89 PROPIEDADES DEL ISOLATOR1 PARA DEFORMACION POR CORTANTE BIAXIAL.

#### 5.5.4. AMORTIGUAMIENTO.

Al igual que para el análisis lineal la razón de amortiguamiento a ser utilizada en los modelos a sido arbitrariamente asumida como el cinco por ciento para cada puente, esto respaldado en los trabajos de investigación que han sido realizados sobre el amortiguamiento en puentes, en los cuales se recomienda razones de amortiguamiento de entre 2% y 5% para puentes de estructuras de concreto reforzado y valores de entre 2% y 7% para el caso de estructuras de acero.

#### 5.5.5 ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

Para considerar la interacción del suelo con la estructura se debe aproximar el

comportamiento del suelo apropiadamente. En el programa SAP2000 el suelo puede ser representado por medio de resortes con rigideces que están en función de las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas del suelo. Los valores de las constantes de reacción del suelo para todos los modelos, se determinaron en la etapa del análisis lineal, y serán estos mismos valores los que se utilizarán para la etapa de análisis no lineal.

#### 5.5.6 RESULTADOS OBTENIDOS.

Al igual que para el análisis lineal, el programa SAP2000 determina para cada modelo, los períodos naturales, las razones modales de masa participante para cada uno de los períodos naturales, y las correspondientes deformadas modales de cada uno de los modos de vibración. Estos resultados son obtenidos utilizando también un análisis EIGEN-VECTOR.

Luego el programa calcula los esfuerzos y deformaciones en todos los elementos que componen el puente para cada uno de los casos time-history definidos. Estos resultados pueden ser visualizados desde la interface gráfica del programa o en el archivo con extensión "OUT."

Los resultados obtenidos, considerando y sin considerar la interacción suelo-estructura, para cada modelo se presentan a continuación en el siguiente orden:

- a) Una tabla donde se muestran las razones modales de masa participante para los primeros veinte períodos naturales de los puentes.
- b) Las deformadas modales para los primeros cuatro modos de vibración de los puentes.
- c) La variación de los esfuerzos que se generan para cada historia en los estribos, las vigas, la pila y la losa de los puentes.
- d) Los diagramas de esfuerzos en los elementos principales de los puentes, tales como los estribos, las vigas, la pila y la losa de la componente más desfavorable en cada historia.

- e) La variación del desplazamiento a través del tiempo en la parte superior de la pila, en la dirección transversal de cada uno de los puentes, para cada historia.
- f) Las gráficas de fuerza-desplazamiento, representativas de los diferentes elementos no lineales definidos en todos los puentes, para cada historia.
- g) Las gráficas de cortante basal contra desplazamiento en la parte superior de la pila y en la parte superior de los estribos.

Los resultados del análisis no lineal que se presentan para cada puente serán estudiados en el siguiente capítulo. Además se hará una comparación entre los análisis considerando y sin considerar la interacción suelo-estructura. Y finalmente se hará una comparación entre los resultados del análisis lineal y el análisis no lineal para cada puente.

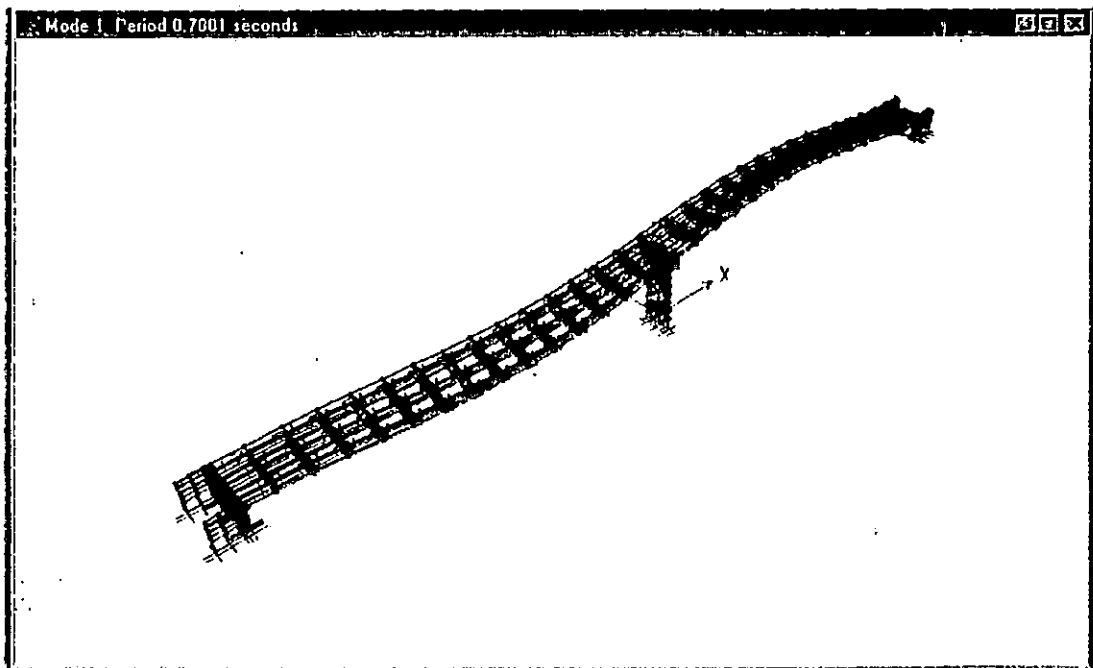
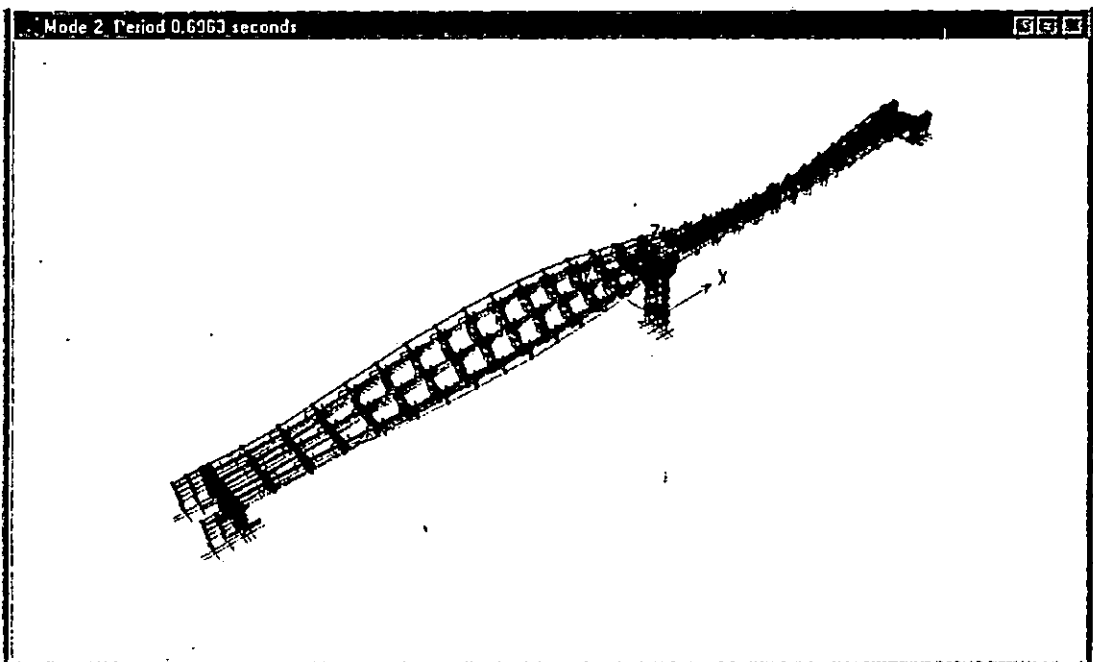
MODELO No. 1 PUNTE DE CALIBRACION

ANALISIS NO LINEAL

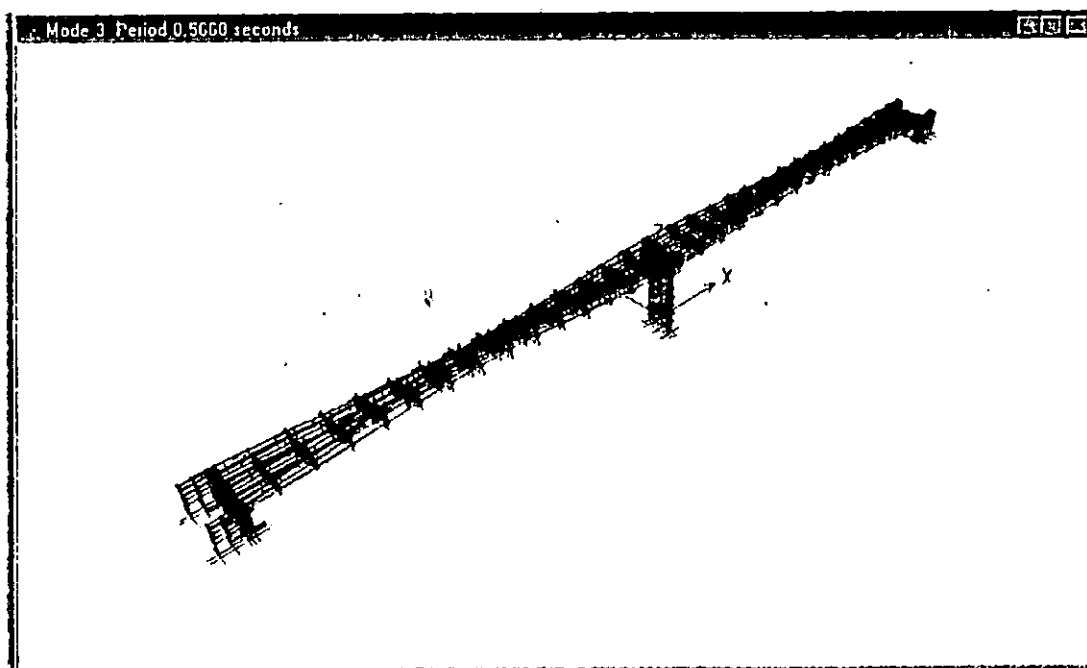
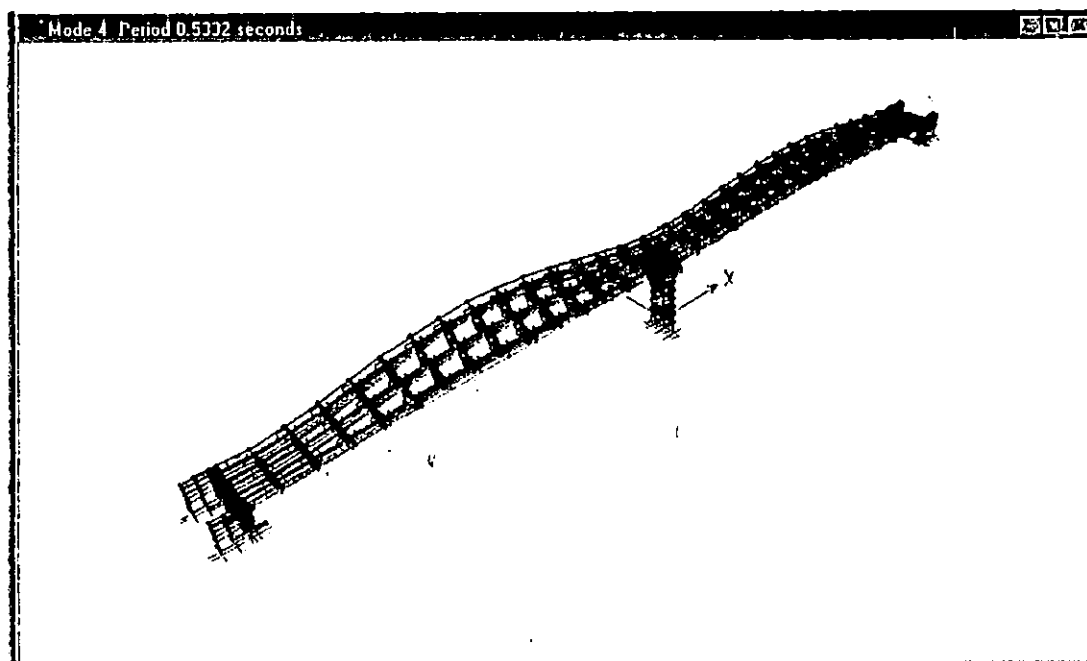
TABLA No. 5.47 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE.

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.78006	0.0127	0.0452	0.2822	0.0127	0.0452	0.2822
2	0.69629	0.0000	0.5963	0.5109	0.0127	0.6415	0.7931
3	0.56598	0.0000	12.8141	19.4536	0.0128	13.4556	20.2467
4	0.53322	0.0077	7.0225	33.2452	0.0205	20.4781	53.4919
5	0.44255	0.0016	36.5194	0.0081	0.0221	56.9975	53.5000
6	0.25969	0.0120	0.0069	0.0010	0.0341	57.0044	53.5011
7	0.24880	0.0232	0.0041	0.0013	0.0573	57.0085	53.5024
8	0.24777	0.0001	0.0431	0.0209	0.0574	57.0515	53.5233
9	0.22296	0.0063	0.7786	0.0176	0.0637	57.8302	53.5409
10	0.20548	0.0835	0.1989	0.0167	0.1471	58.0290	53.5576
11	0.16527	12.2849	0.0000	0.0003	12.4320	58.0290	53.5579
12	0.13800	0.0179	0.1752	0.0109	12.4499	58.2043	53.5688
13	0.13623	0.0043	3.5587	0.0717	12.4543	61.7630	53.6405
14	0.12802	0.1417	1.4015	0.0248	12.5960	63.1645	53.6653
15	0.12357	0.0002	0.7344	2.5722	12.5962	63.8989	56.2375
16	0.11329	0.1594	0.0546	8.8010	12.7556	63.9535	65.0385
17	0.09236	0.0469	0.9987	0.0128	12.8025	64.9522	65.0513
18	0.08846	0.0516	0.2674	0.0241	12.8540	65.2195	65.0754
19	0.08756	8.5343	0.0552	0.0079	21.3884	65.2747	65.0833
20	0.08302	39.5148	0.1004	0.1058	60.9031	65.3751	65.1891

FIGURA No. 5.147 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE DE CALIBRACION.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.7801$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.6963$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE DE CALIBRACION. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.5660$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.5332$  Seg.

**PUENTE DE CALIBRACION**

**ANALISIS NO LINEAL**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	3.00 - 3.50	0.60 - 0.90	0.45 - 0.54	0.45 - 0.54	1.96 - 2.24	0.36 - 0.48
HIST min*	IGN	3.50 - 3.00	0.84 - 0.56	0.54 - 0.45	0.51 - 0.425	2.24 - 1.96	0.52 - 0.39
HIST max	CIG	1.00 - 2.00	3.85 - 4.40	0.64 - 0.80	0.60 - 0.75	1.10 - 1.65	1.44 - 1.68
HIST min*	CIG	2.00 - 1.00	3.30 - 2.75	0.80 - 0.64	0.65 - 0.52	1.65 - 1.10	1.76 - 1.54
HIST max	ZSUB	0.70 - 1.05	1.33 - 1.52	0.220 - 0.275	0.220 - 0.275	0.32 - 0.48	0.450 - 0.525
HIST min*	ZSUB	0.84 - 0.56	1.26 - 1.08	0.275 - 0.220	0.275 - 0.220	0.54 - 0.36	0.64 - 0.56

EL SIMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.48 VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.00 - 0.50	0.00 - 0.30	0.72 - 0.81	0.00 - 0.09	0.00 - 0.28	0.00 - 0.12
HIST min*	IGN	0.50 - 0.00	0.28 - 0.00	0.81 - 0.72	0.085 - 0.00	0.28 - 0.00	0.13 - 0.00
HIST max	CIG	0.00 - 1.00	0.00 - 0.55	1.28 - 1.44	0.00 - 0.15	0.00 - 0.55	0.00 - 0.24
HIST min*	CIG	1.00 - 0.00	0.55 - 0.00	1.44 - 1.28	0.13 - 0.00	0.55 - 0.00	0.22 - 0.00
HIST max	ZSUB	0.00 - 0.35	0.00 - 0.19	0.44 - 0.495	0.00 - 0.055	0.00 - 0.16	0.00 - 0.075
HIST min*	ZSUB	0.28 - 0.00	0.18 - 0.00	0.495 - 0.44	0.055 - 0.00	0.16 - 0.00	0.08 - 0.00

EL SIMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.49 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

**PUENTE DE CALIBRACION**

**ANALISIS NO LINEAL..**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.00 - 0.80	0.00 - 0.28	0.00 - 1.70	0.0036 - 0.0045	0.00 - 0.0035
HIST min*	IGN	0.75 - 0.00	0.28 - 0.00	1.70 - 0.00	0.0045 - 0.0036	0.0035 - 0.000
HIST max	CIG	0.00 - 1.40	0.00 - 0.50	0.00 - 3.00	0.0048 - 0.0064	0.005 - 0.010
HIST min*	CIG	1.40 - 0.00	0.50 - 0.00	3.00 - 0.00	0.003 - 0.0015	0.010 - 0.005
HIST max	ZSUB	0.00 - 0.60	0.00 - 0.28	0.00 - 0.85	0.0025 - 0.0030	0.0017 - 0.0034
HIST min*	ZSUB	0.65 - 0.00	0.300 - 0.00	0.85 - 0.00	0.003 - 0.0025	0.0017 - 0.000

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.50 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	4.80 - 5.60	0.84 - 1.12	11.90 - 13.60	0.0036 - 0.0045	0.0175 - 0.021
HIST min*	IGN	6.75 - 6.00	1.12 - 0.84	13.60 - 11.90	0.0043 - 0.0034	0.021 - 0.0175
HIST max	CIG	11.20 - 12.60	1.00 - 1.50	21.00 - 24.00	0.0064 - 0.0080	0.035 - 0.040
HIST min*	CIG	12.60 - 11.20	2.00 - 1.50	24.00 - 21.00	0.0075 - 0.0060	0.040 - 0.035
HIST max	ZSUB	4.20 - 4.80	0.56 - 0.84	6.80 - 7.65	0.0005 - 0.001	0.0119 - 0.0136
HIST min*	ZSUB	5.85 - 5.20	0.90 - 0.60	7.65 - 6.80	0.001 - 0.0005	0.0136 - 0.0119

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

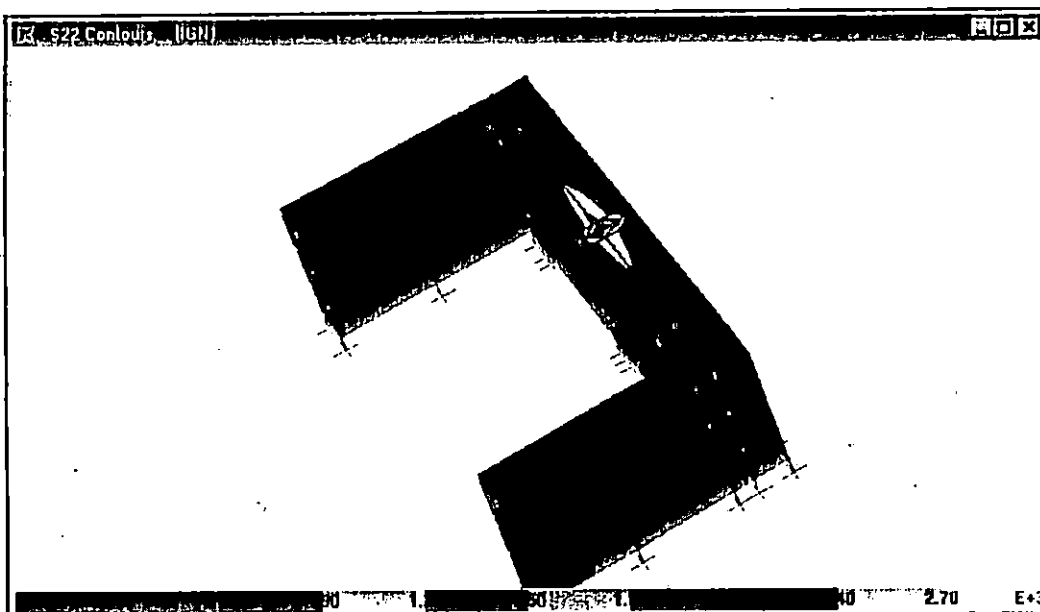
**TABLA No. 5.51 VARIACION DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

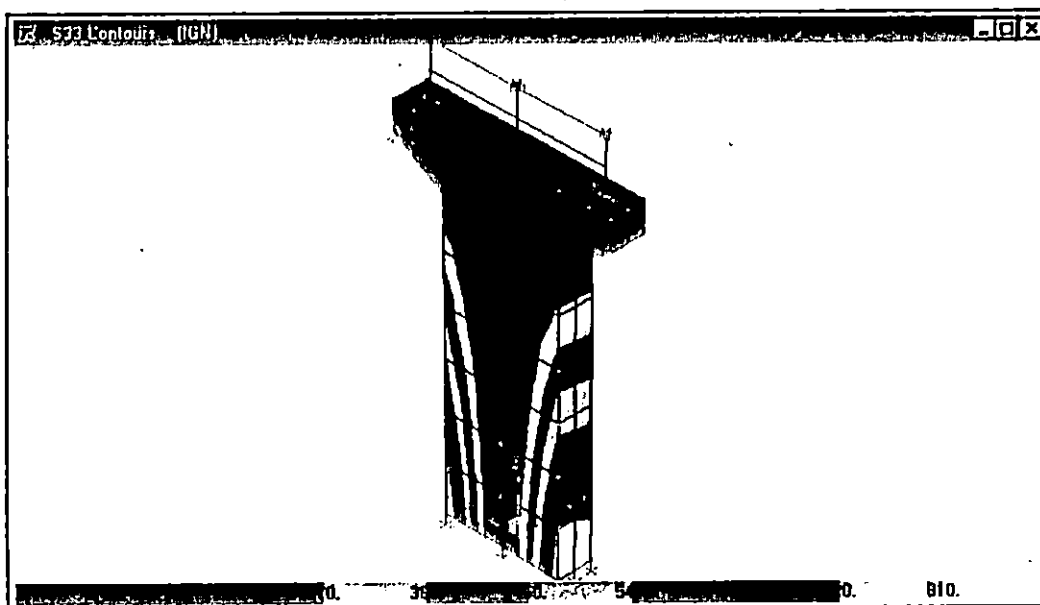
Handwritten text at the top of the page, possibly a header or title, which is mostly illegible due to the high contrast and scan quality. Some faint characters are visible, including what appears to be a letter 'C'.

## PUENTE DE CALIBRACION.

FIGURA No. 5.148 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.

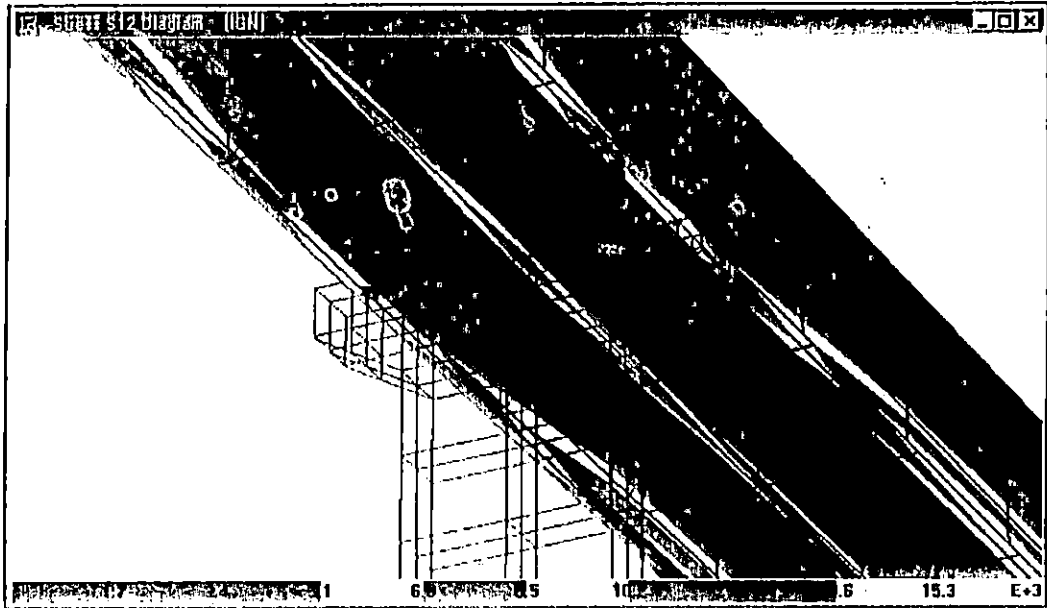


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA



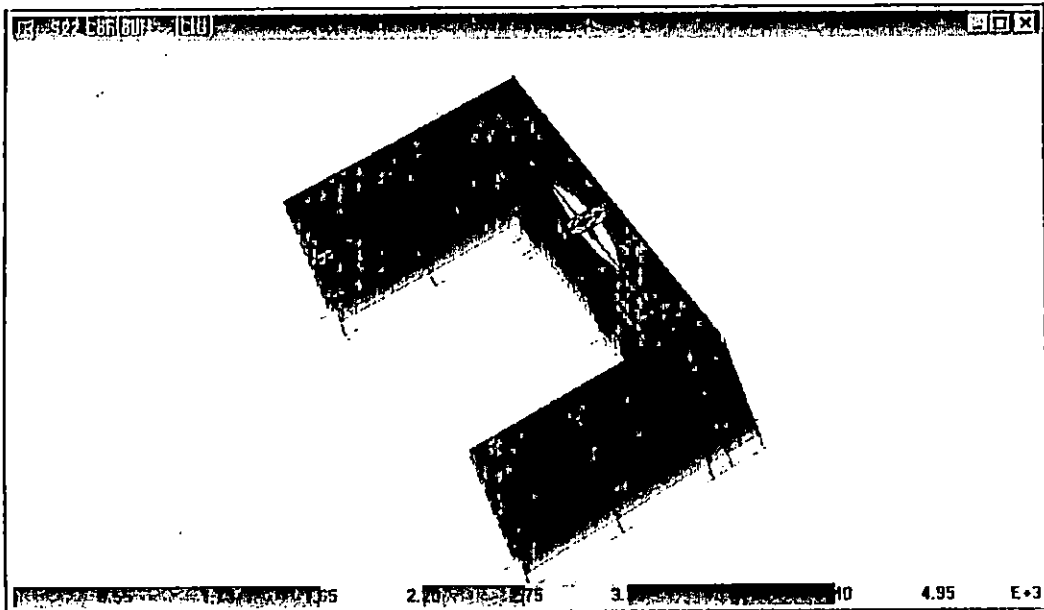
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

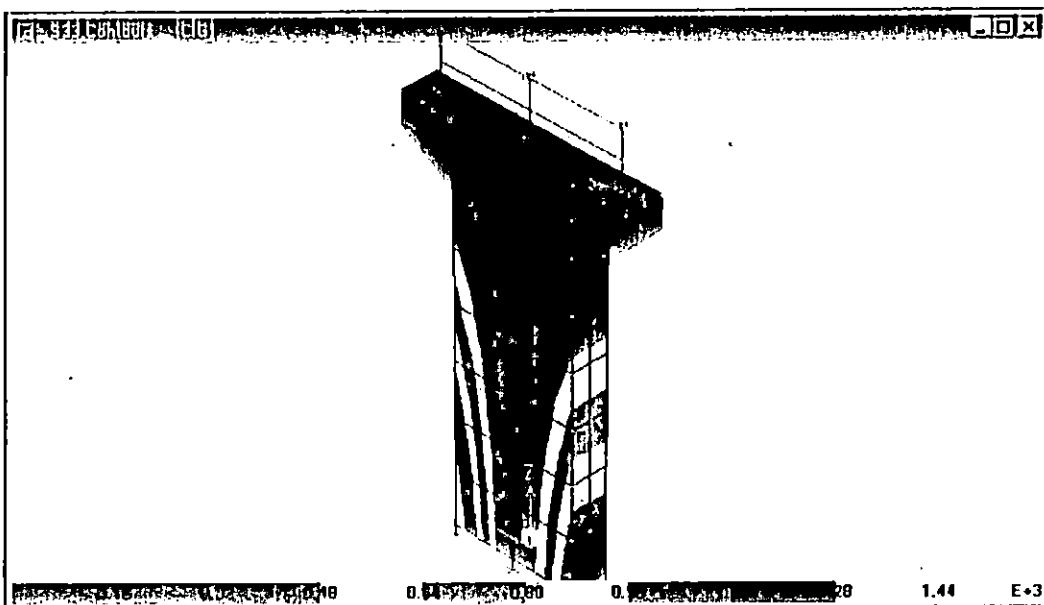


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS Y LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

FIGURA No. 5.149 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

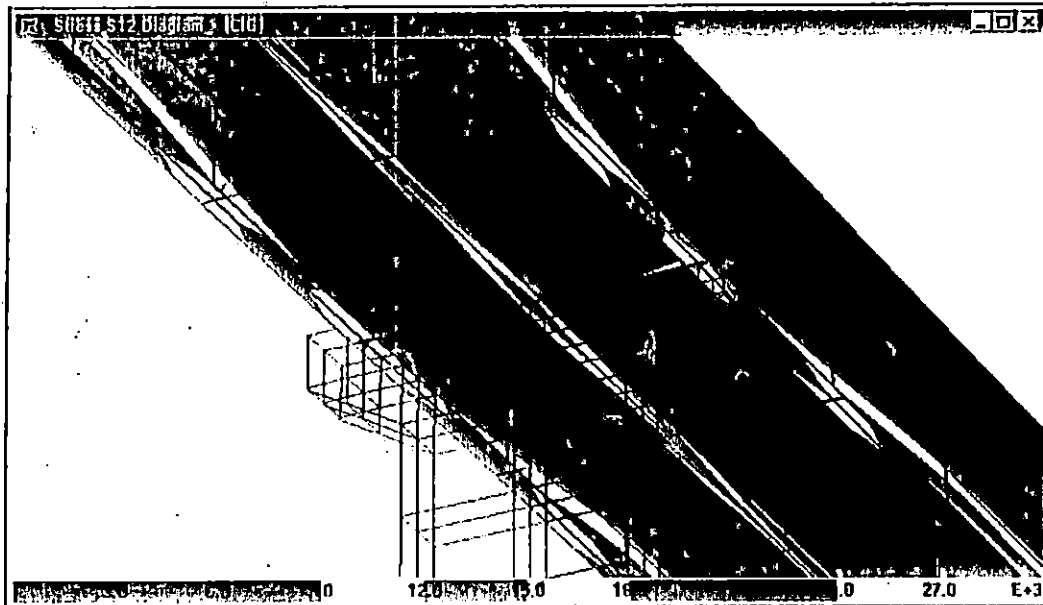


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA



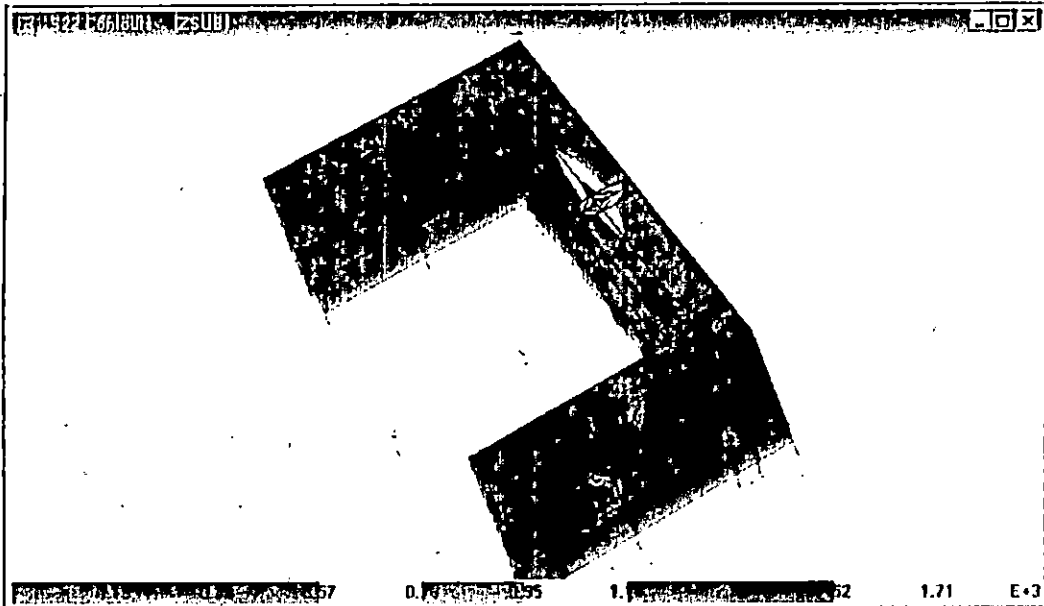
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

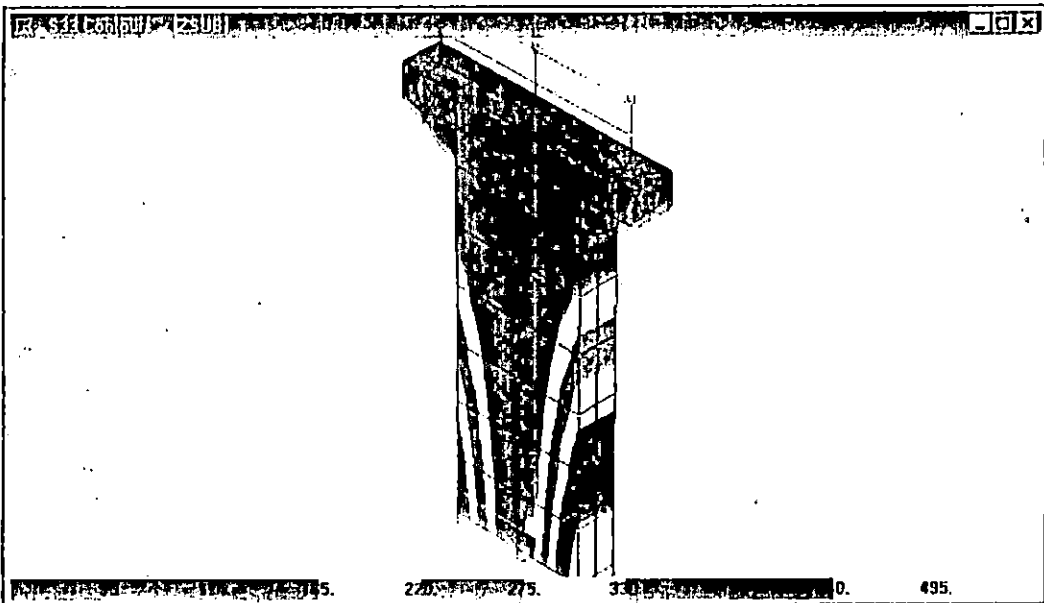


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.150 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

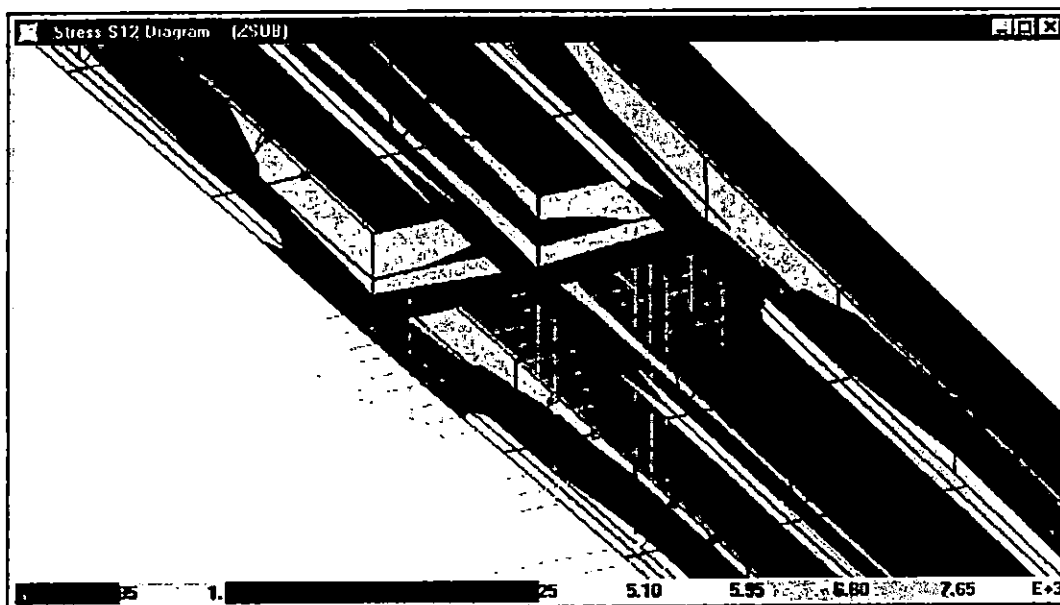


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA



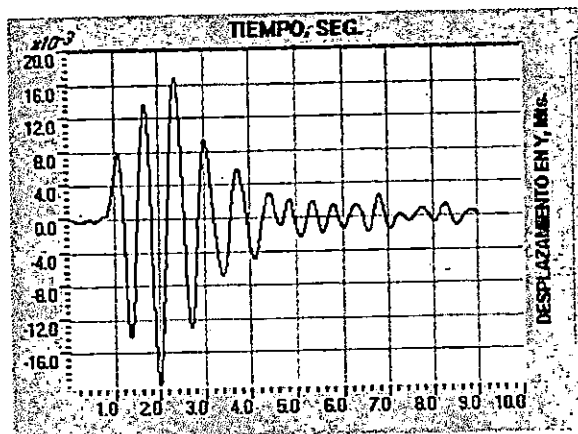
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

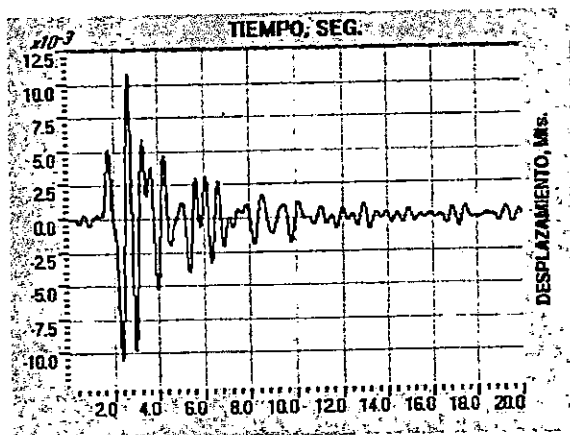


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

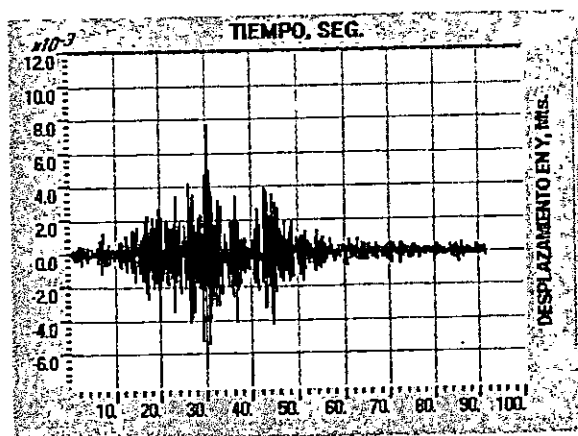
FIGURA No. 5.151 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE DE CALIBRACION.



A. REGISTRO DEL CIG.



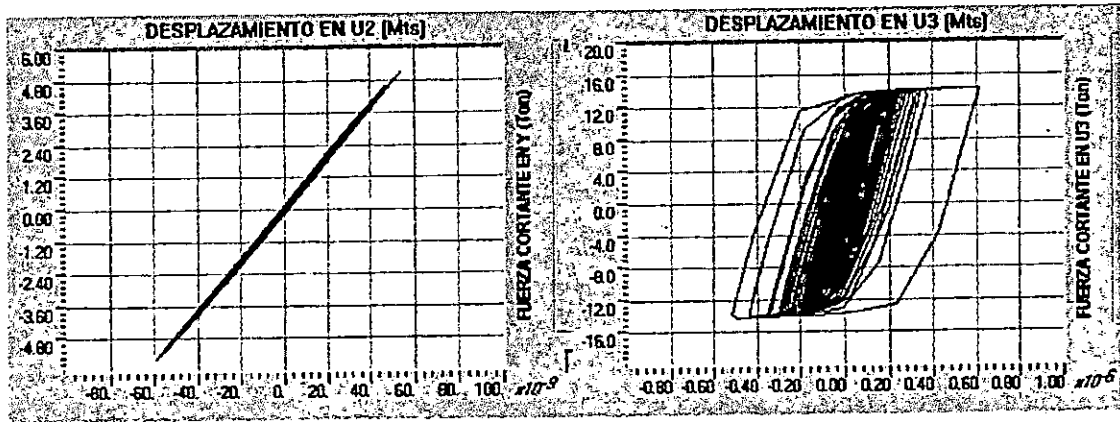
B. REGISTRO DEL IGN.



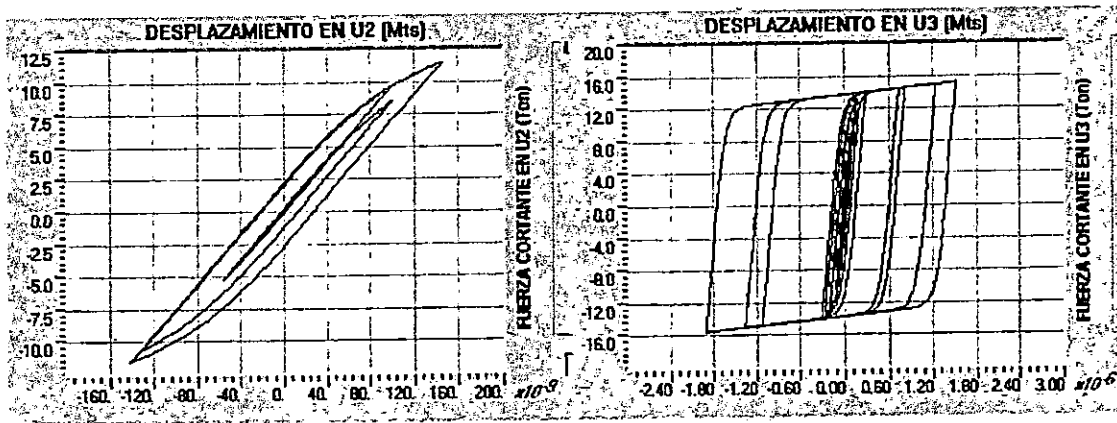
C. REGISTRO DE LA ZSUB.

**PUENTE DE CALIBRACION.**

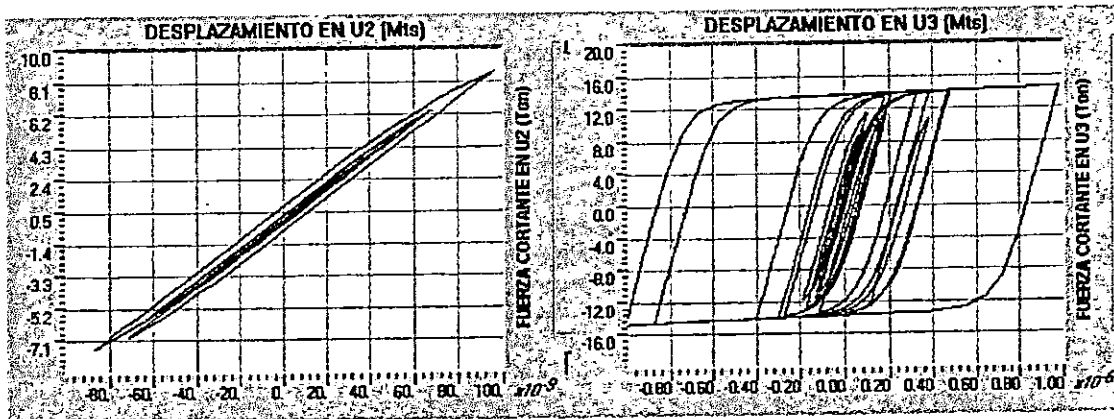
**FIGURA No. 5.152 RELACIONES F – D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS.**



**A. REGISTRO DE LA ZSUB.**

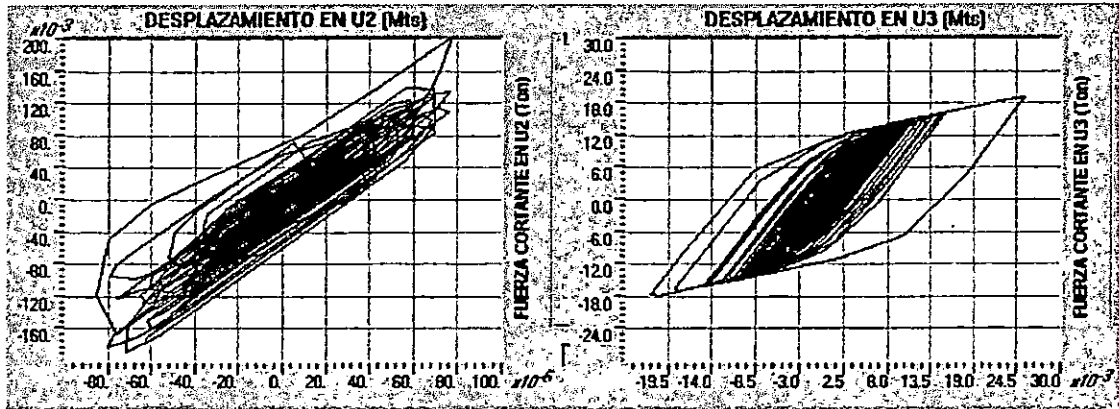


**B. REGISTRO DEL CIG.**

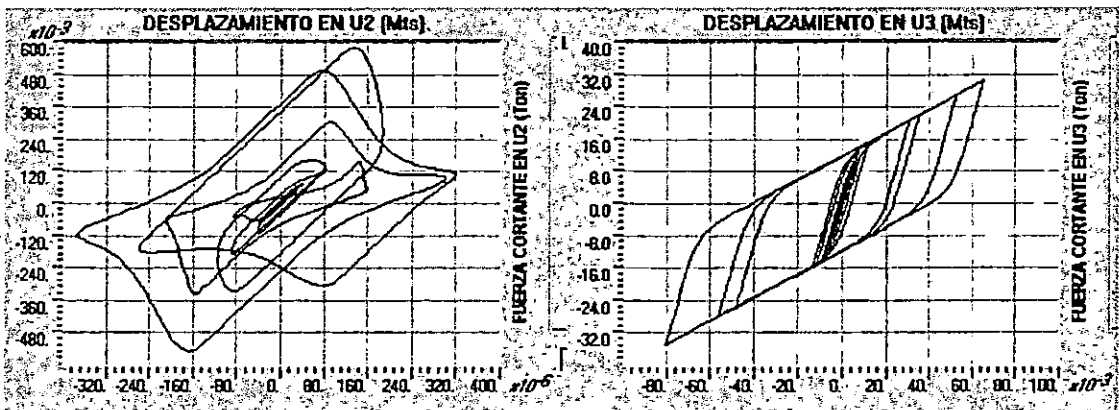


**C. REGISTRO DEL IGN.**

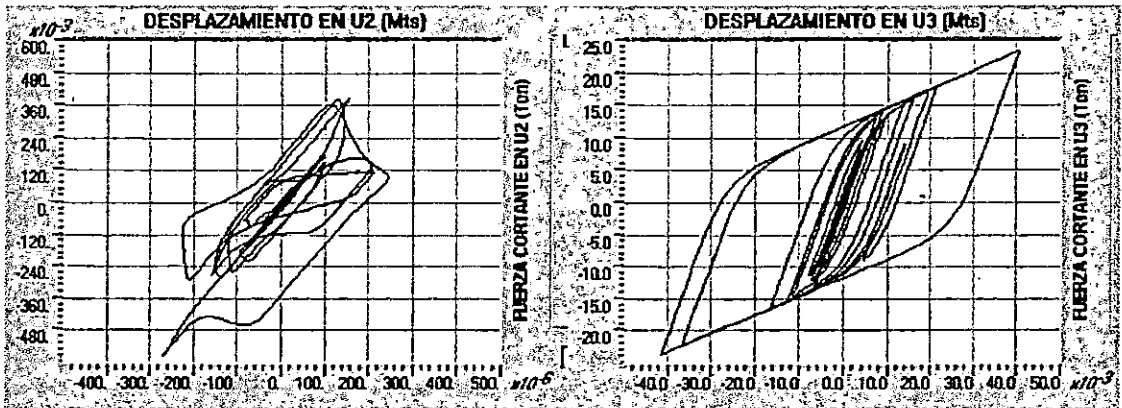
FIGURA No. 5.153 RELACIONES F – D PARA LOS APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA EN LA PILA CENTRAL.



A. REGISTRO DE LA ZSUB.

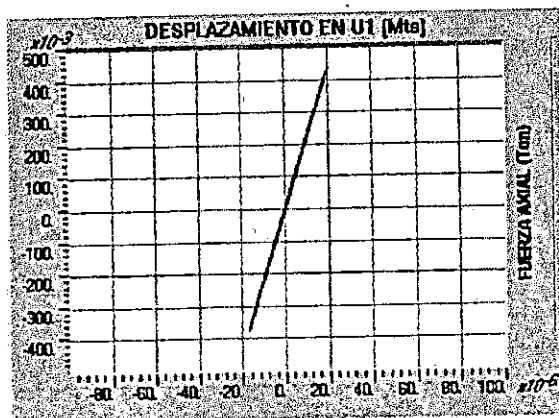


B. REGISTRO DEL CIG.

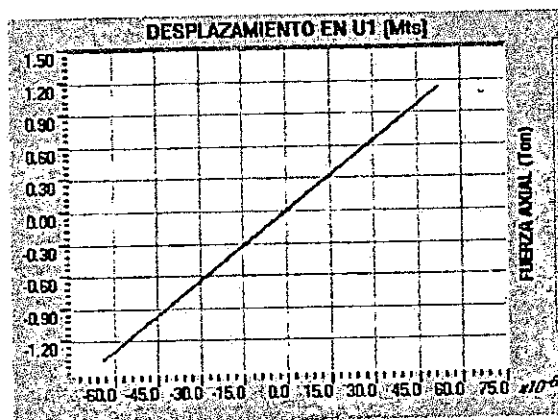


C. REGISTRO DEL IGN.

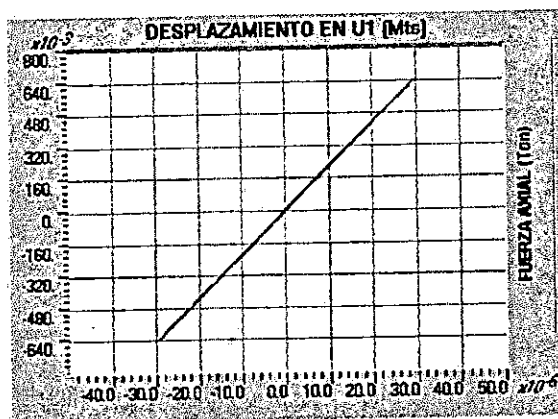
FIGURA No. 5.153a RELACIONES F - D PARA LOS ARRIOSTRAMIENTOS.



A. REGISTRO DE LA ZSUB.



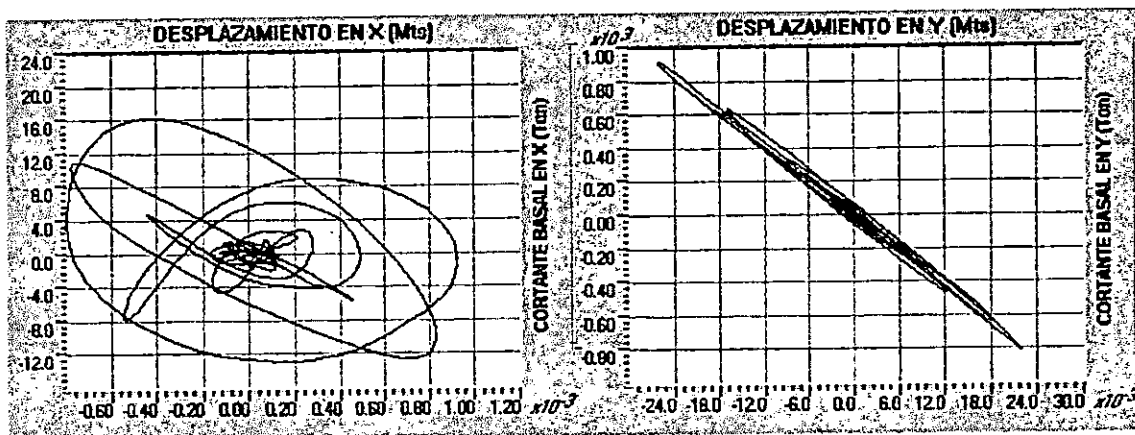
B. REGISTRO DEL CIG.



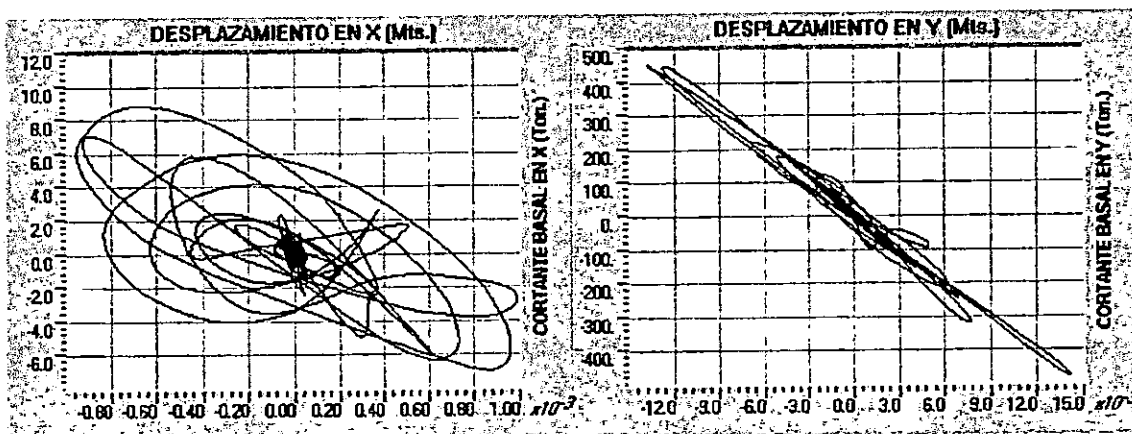
C. REGISTRO DEL IGN.

## PUENTE DE CALIBRACION.

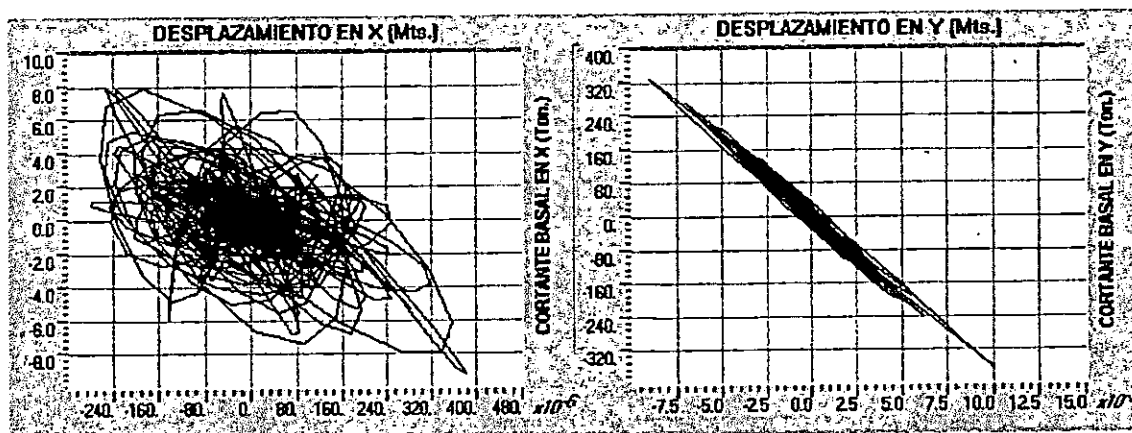
FIGURA No. 5.154 RELACION CORTANTE BASAL – DESPLAZAMIENTO EN LA PILA.



A. REGISTRO DEL CIG.

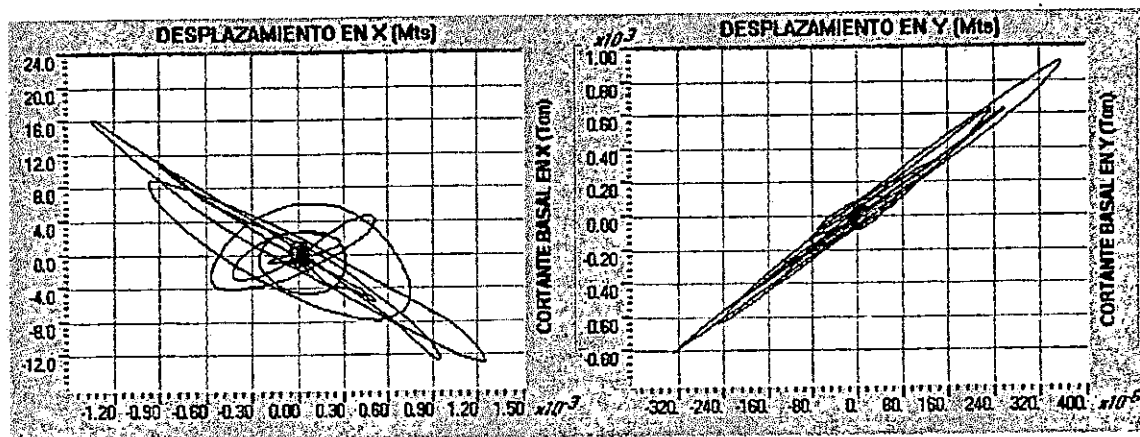


B. REGISTRO DEL IGN.

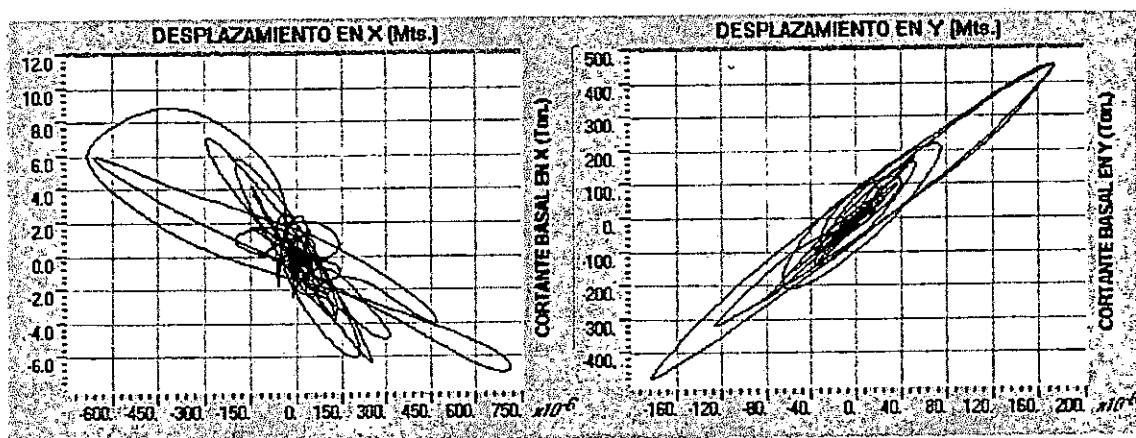


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

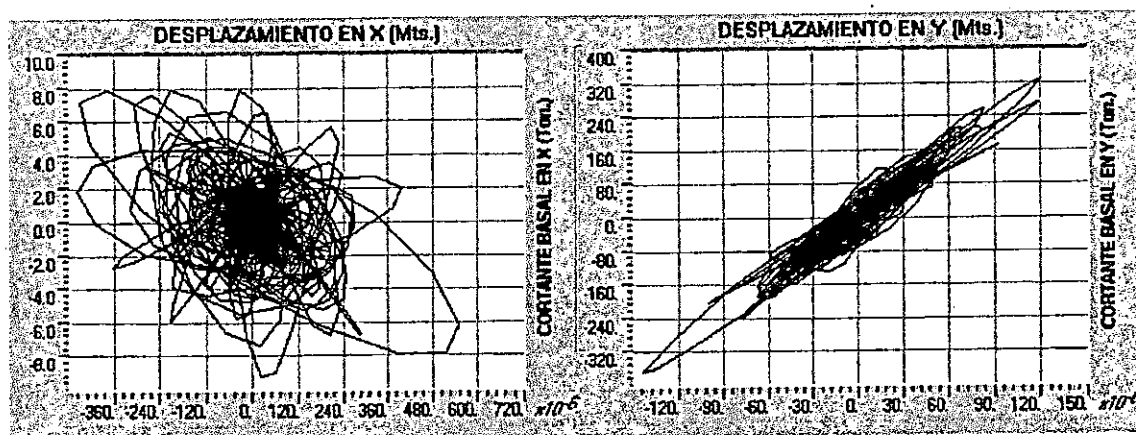
FIGURA No. 5.155 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.



A. REGISTRO DEL CIG.



B. REGISTRO DEL IGN.



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

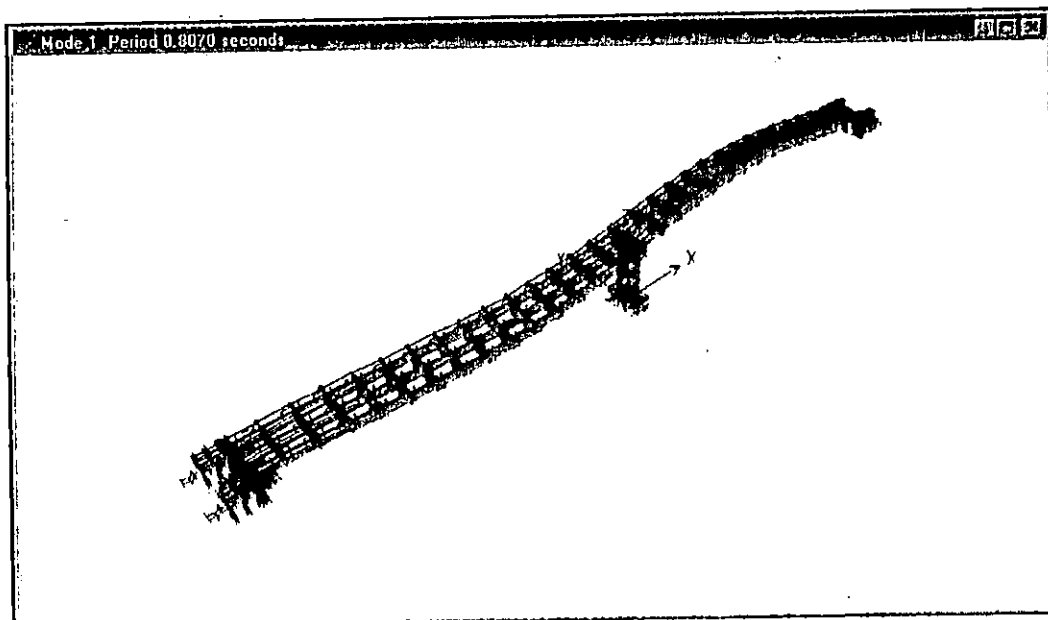
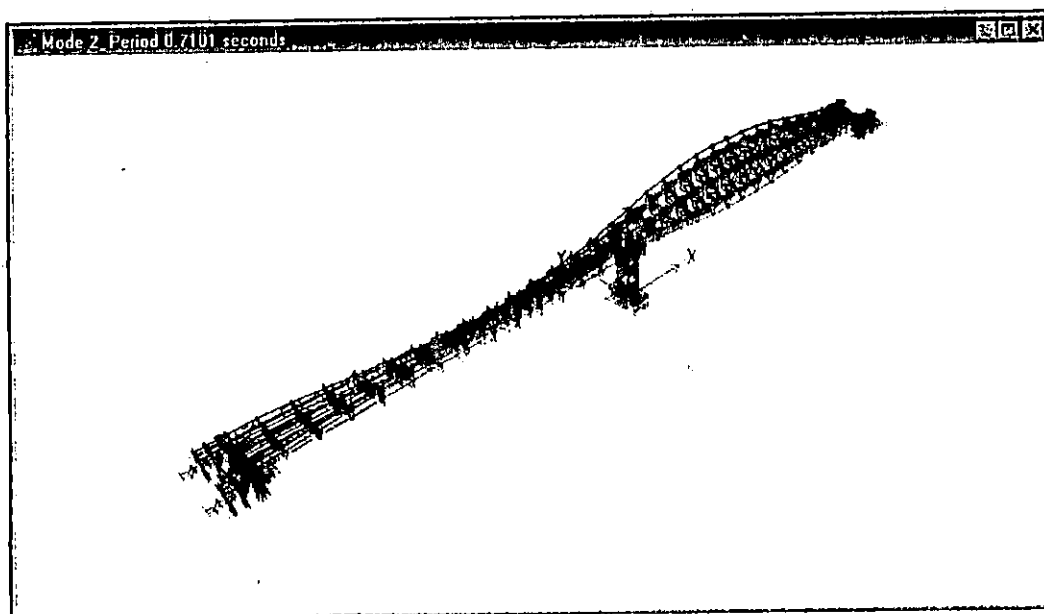
MODELO No. 1 PUNTE DE CALIBRACION

ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

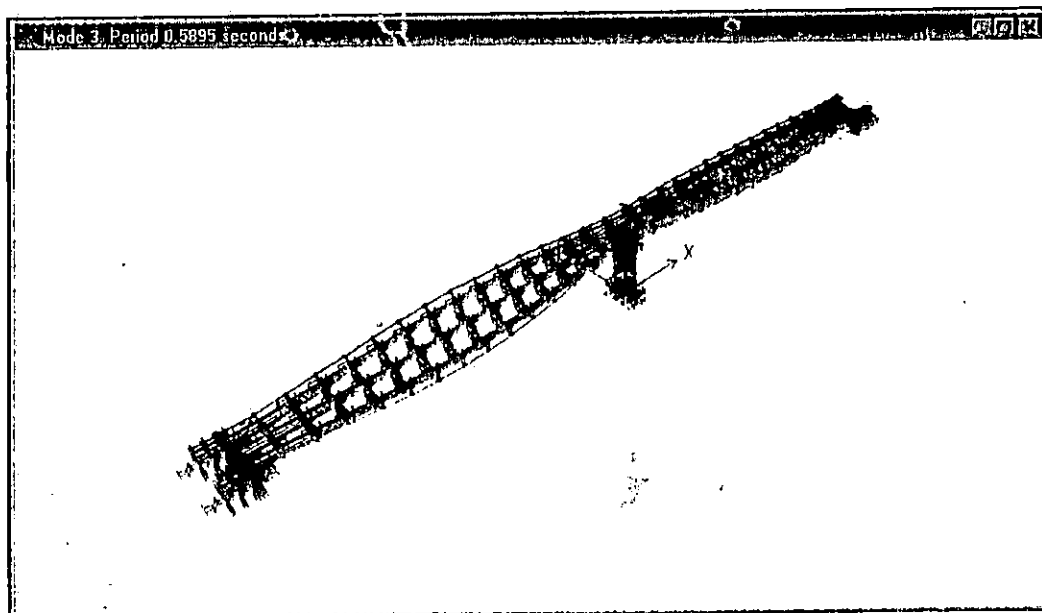
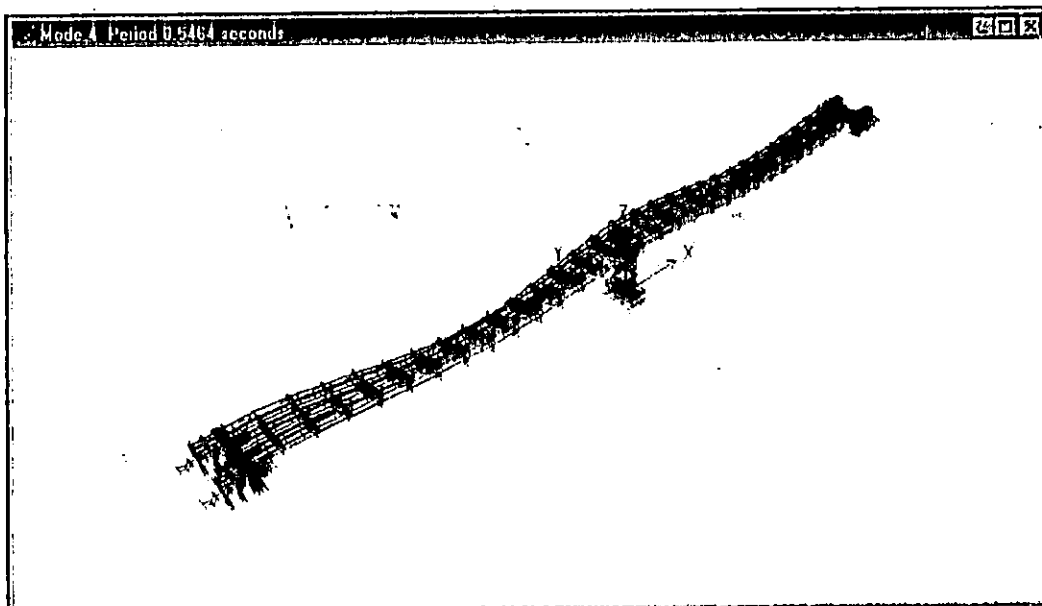
TABLA No. 5.52 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE.

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.80704	0.0640	0.1110	0.6616	0.0640	0.1110	0.6616
2	0.71012	0.0001	1.7169	0.6435	0.0641	1.8279	1.3051
3	0.58947	0.0002	22.8770	15.3260	0.0643	24.7049	16.6311
4	0.54643	0.0388	9.8428	35.8366	0.1031	34.5477	52.4677
5	0.48276	0.0021	24.4557	0.1345	0.1052	59.0035	52.6022
6	0.26736	0.1492	0.0022	0.0001	0.2544	59.0057	52.6023
7	0.25842	0.0006	0.0057	0.0107	0.2550	59.0114	52.6130
8	0.25369	0.0707	0.0190	0.0510	0.3257	59.0305	52.6640
9	0.22787	0.0053	0.5017	0.0413	0.3309	59.5321	52.7054
10	0.20961	4.3208	0.1470	0.0324	4.6518	59.6791	52.7378
11	0.20441	9.6046	0.0491	0.0064	14.2564	59.7282	52.7442
12	0.14232	0.0848	1.5014	0.0081	14.3411	61.2296	52.7523
13	0.13919	0.2543	1.4983	0.0000	14.5954	62.7279	52.7524
14	0.13571	0.4114	0.5626	0.0635	15.0068	63.2905	52.8158
15	0.12831	0.8566	0.0865	2.5833	15.8634	63.3770	55.3992
16	0.11738	0.1055	1.9721	6.8191	15.9689	65.3491	62.2183
17	0.11150	0.7346	4.2120	2.2402	16.7035	69.5611	64.4585
18	0.09336	39.4039	0.0380	0.1908	56.1074	69.5991	64.6493
19	0.09003	0.0089	0.1532	0.0055	56.1163	69.7523	64.6547
20	0.08849	10.0226	0.2967	0.1560	66.1389	70.0490	64.8108

FIGURA No. 5.156 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE DE CALIBRACION.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.8070$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.7101$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE DE CALIBRACION. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.5895$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.5464$  Seg.

**PUENTE DE CALIBRACION**

**ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	3.150 - 3.600	0.400 - 0.800	0.450 - 0.540	0.270 - 0.360	1.820 - 2.080	0.340 - 0.510
HIST min*	IGN	3.000 - 2.500	0.800 - 0.400	0.600 - 0.500	0.360 - 0.270	2.000 - 1.750	0.540 - 0.360
HIST max	CIG	5.400 - 6.300	0.750 - 1.500	0.850 - 1.020	0.560 - 0.700	3.000 - 3.500	0.350 - 0.700
HIST min*	CIG	6.800 - 5.950	1.500 - 0.750	1.020 - 0.850	0.700 - 0.560	4.000 - 3.500	0.700 - 0.350
HIST max	ZSUB	2.100 - 2.450	0.350 - 0.700	0.280 - 0.350	0.225 - 0.300	1.260 - 1.440	0.140 - 0.280
HIST min*	ZSUB	2.450 - 2.100	1.050 - 0.700	0.350 - 0.280	0.320 - 0.240	1.520 - 1.330	0.280 - 0.140

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.53 VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.000 - 0.450	0.000 - 0.400	0.720 - 0.810	0.000 - 0.090	0.000 - 0.260	0.000 - 0.170
HIST min*	IGN	0.500 - 0.000	0.400 - 0.000	0.800 - 0.700	0.090 - 0.000	0.250 - 0.000	0.180 - 0.000
HIST max	CIG	0.000 - 0.900	0.000 - 0.750	1.190 - 1.360	0.000 - 0.140	0.000 - 0.500	0.000 - 0.350
HIST min*	CIG	0.850 - 0.000	0.750 - 0.000	1.530 - 1.360	0.140 - 0.000	0.500 - 0.000	0.350 - 0.000
HIST max	ZSUB	0.000 - 0.350	0.000 - 0.350	0.560 - 0.630	0.000 - 0.075	0.000 - 0.018	0.000 - 0.140
HIST min*	ZSUB	0.350 - 0.000	0.350 - 0.000	0.560 - 0.490	0.080 - 0.000	0.190 - 0.000	0.140 - 0.000

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.54 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

**PUENTE DE CALIBRACION**

**ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton/m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.000 - 0.900	0.000 - 0.300	0.000 - 2.000	0.0044 - 0.0055	0.000 - 0.004
HIST min*	IGN	0.850 - 0.000	0.350 - 0.000	2.000 - 0.000	0.005 - 0.004	0.004 - 0.000
HIST max	CIG	0.000 - 1.600	0.000 - 0.600	0.000 - 3.500	0.0057 - 0.0076	0.000 - 0.0065
HIST min*	CIG	1.700 - 0.000	0.600 - 0.000	3.500 - 0.000	0.0090 - 0.0072	0.0065 - 0.000
HIST max	ZSUB	0.000 - 0.800	0.000 - 0.280	0.000 - 1.400	0.0028 - 0.0035	0.000 - 0.0024
HIST min*	ZSUB	0.800 - 0.000	0.350 - 0.000	1.400 - 0.000	0.0007 - 0.00	0.0024 - 0.000

EL SIMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.55 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton/m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	7.200 - 8.100	0.900 - 1.200	16.00 - 18.00	0.0044 - 0.0055	0.024 - 0.028
HIST min*	IGN	7.650 - 6.800	1.050 - 0.700	18.00 - 16.00	0.006 - 0.005	0.032 - 0.028
HIST max	CIG	12.800 - 14.400	1.200 - 1.800	28.000 - 31.500	0.0076 - 0.0095	0.0039 - 0.00455
HIST min*	CIG	15.300 - 13.600	1.800 - 1.200	31.500 - 28.000	0.00108 - 0.009	0.0052 - 0.00455
HIST max	ZSUB	6.400 - 7.200	0.560 - 0.40	9.800 - 11.200	0.0035 - 0.0042	0.0168 - 0.0192
HIST min*	ZSUB	7.200 - 6.400	0.700 - 0.350	11.200 - 9.800	0.0035 - 0.0028	0.0192 - 0.0168

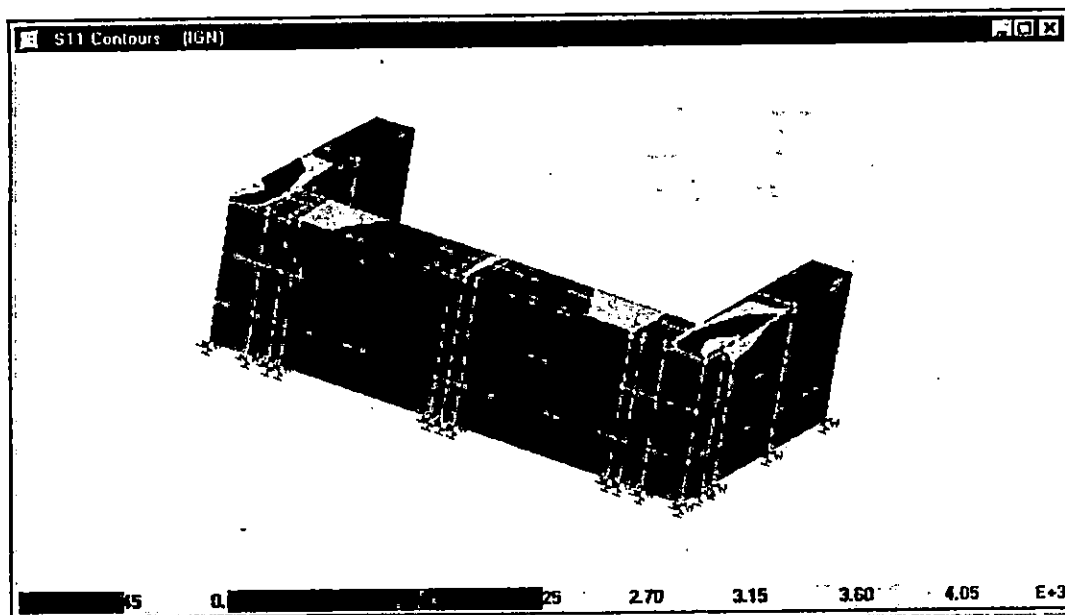
EL SIMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.56 VARIACION DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS.**

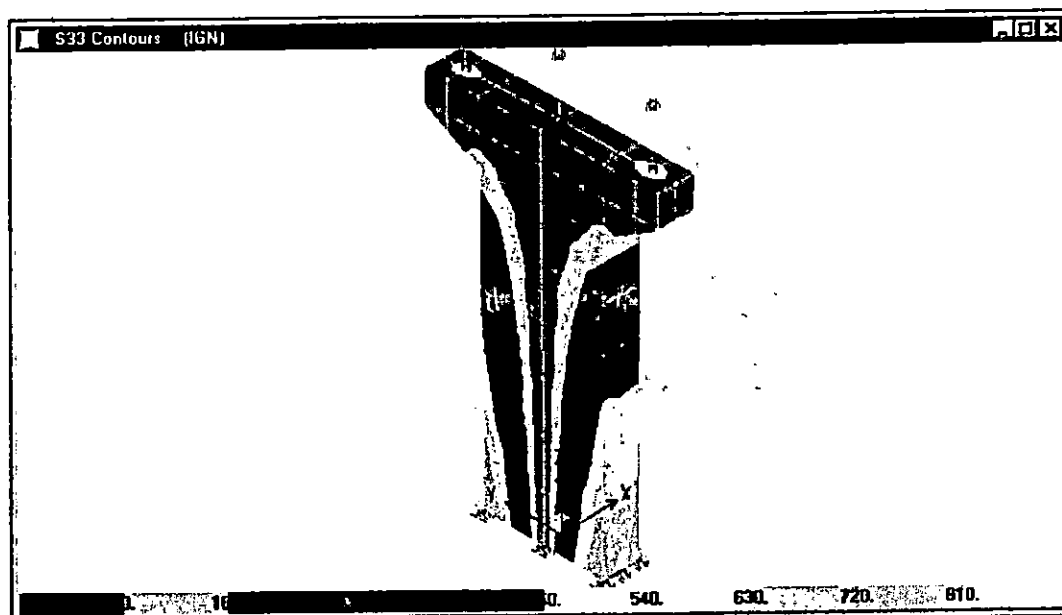
\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

**PUENTE DE CALIBRACION.**

FIGURA No. 5.157 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.

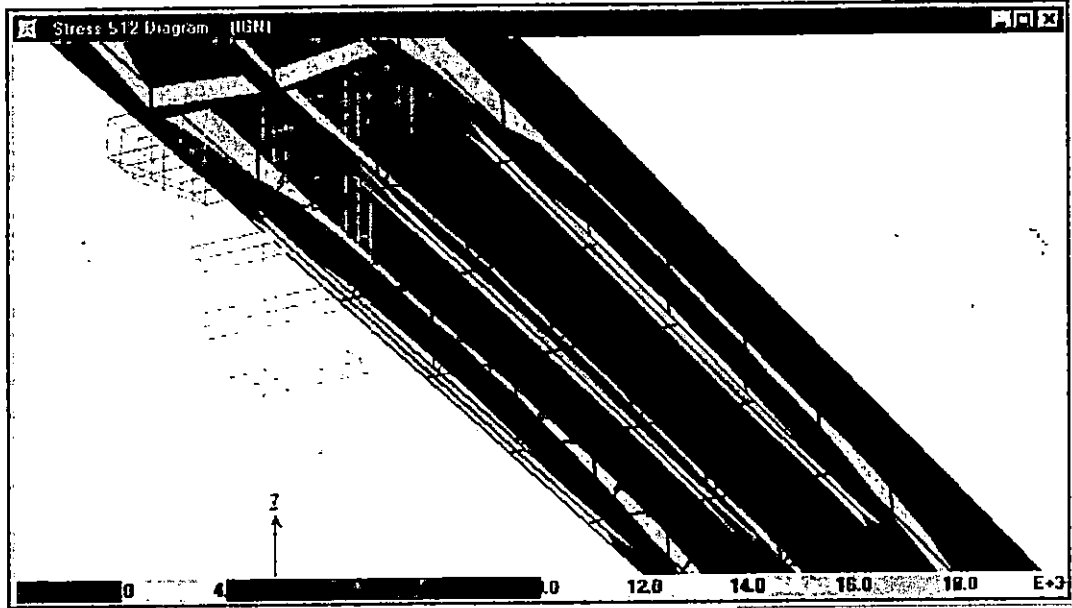


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



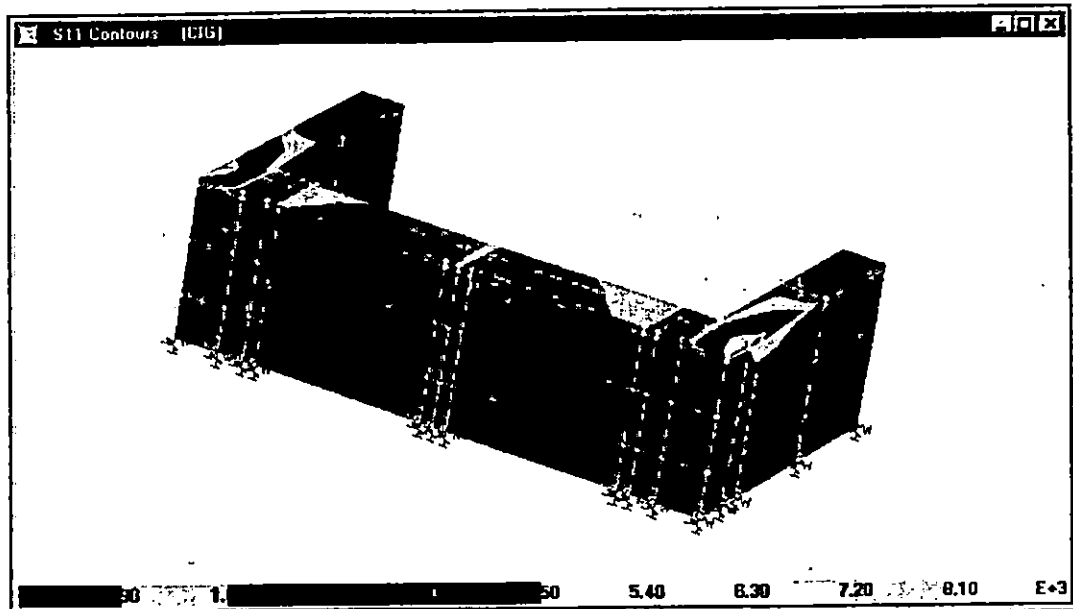
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

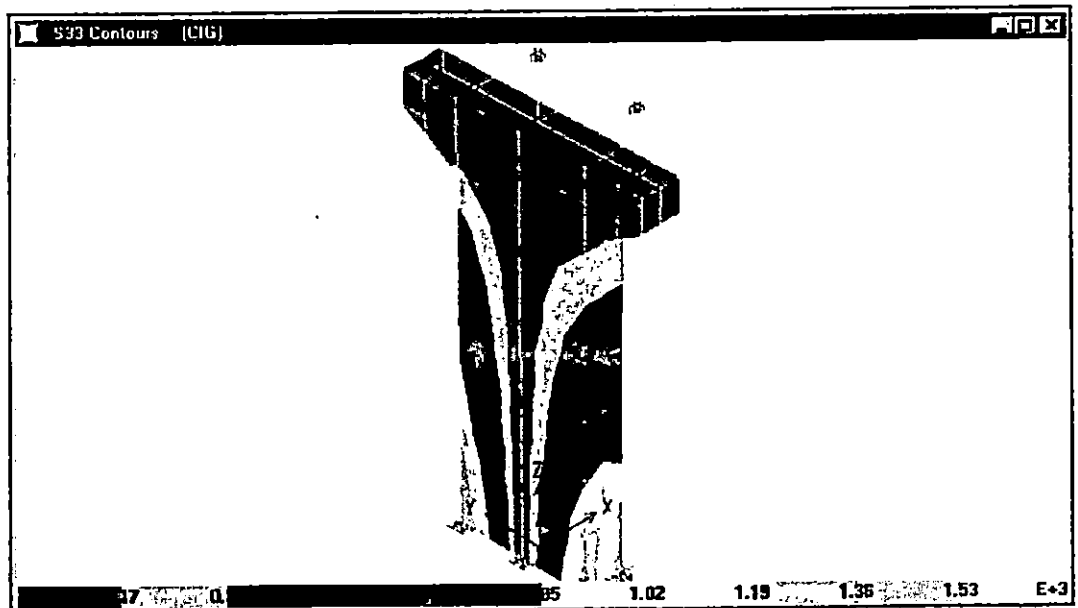


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.158 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

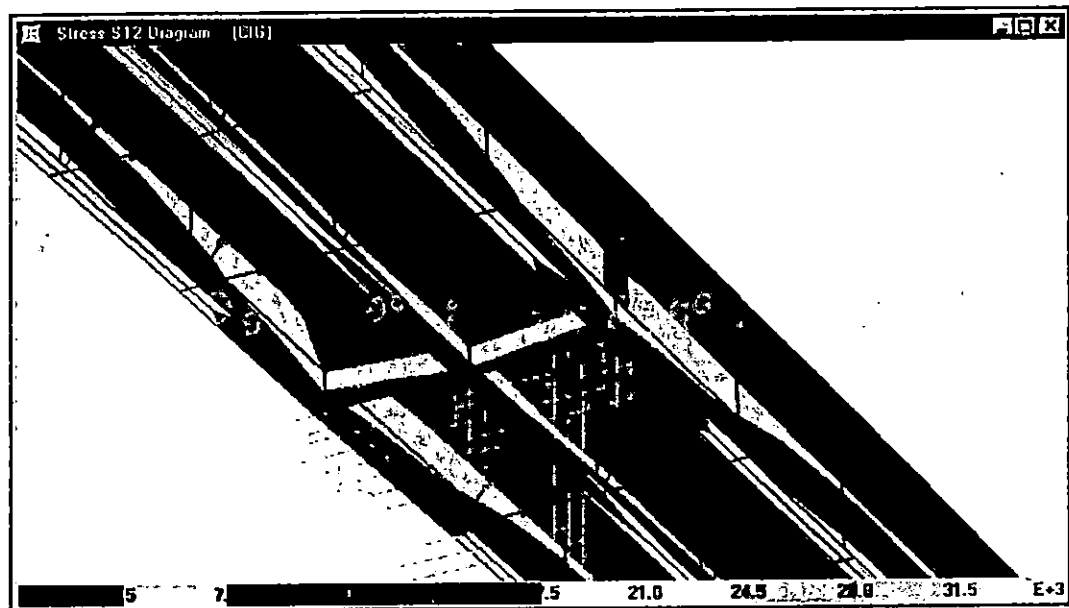


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



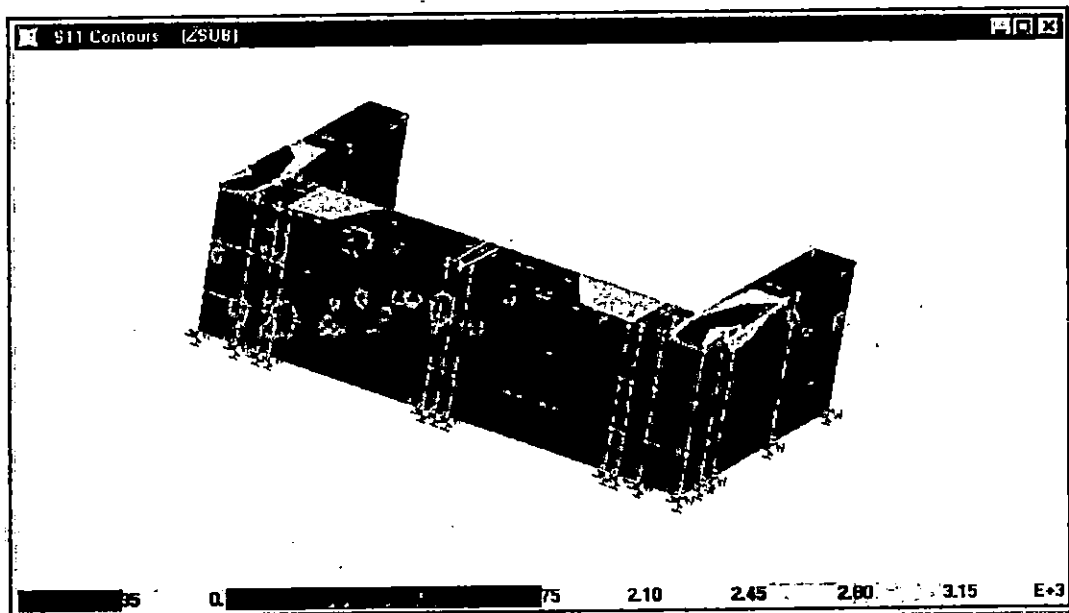
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

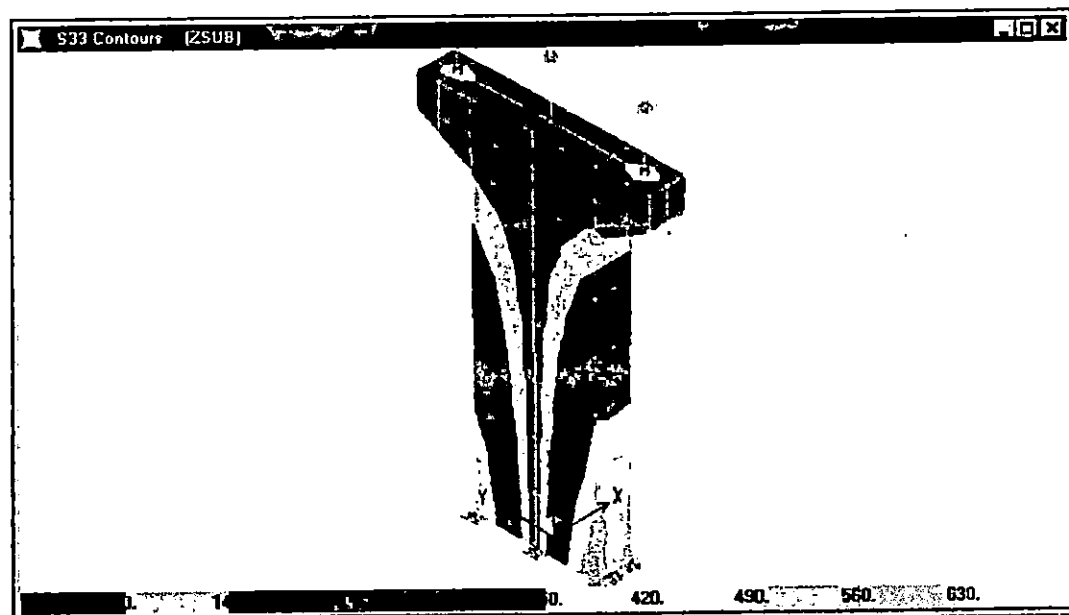


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.159 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

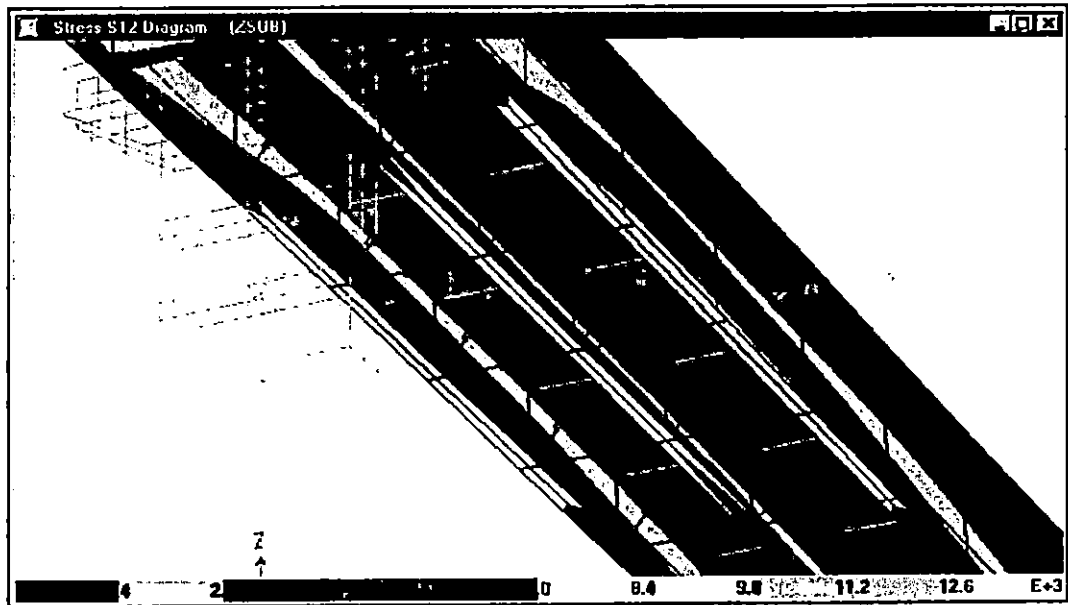


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



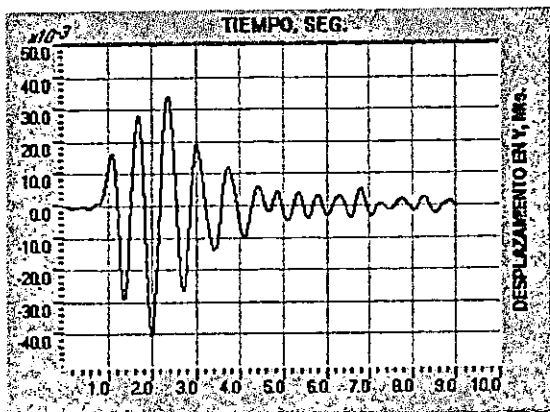
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

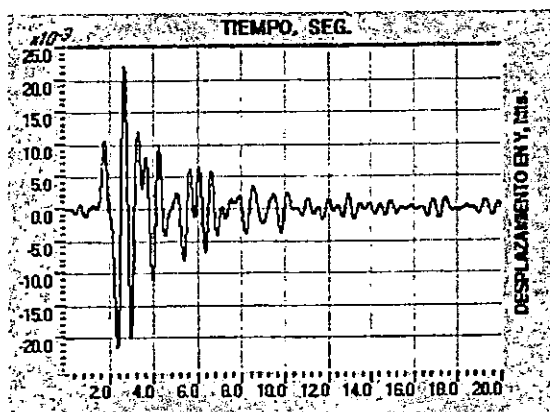


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

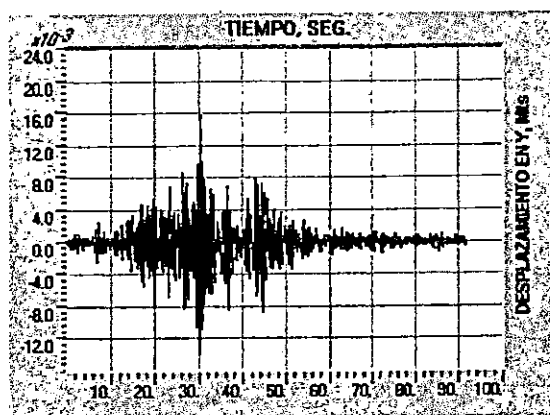
FIGURA No. 5.160 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



A. REGISTRO DEL CIG.

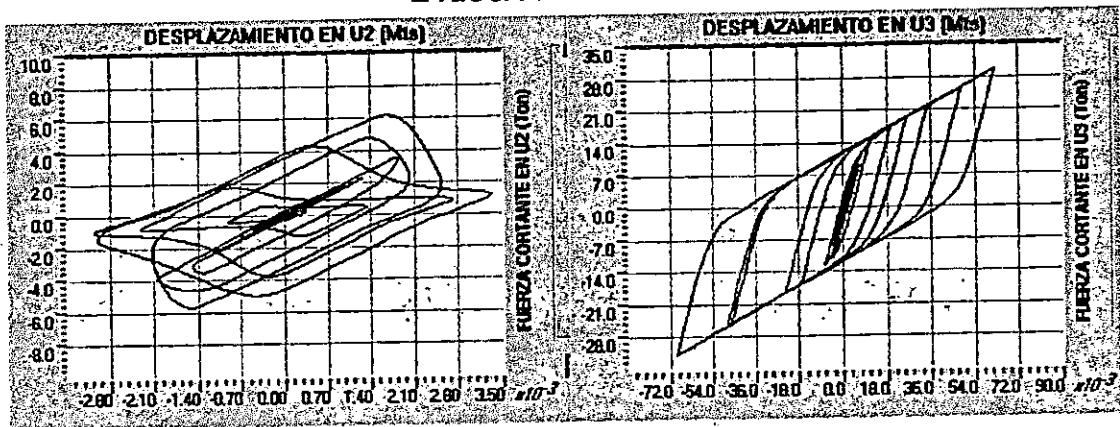


B. REGISTRO DEL IGN.

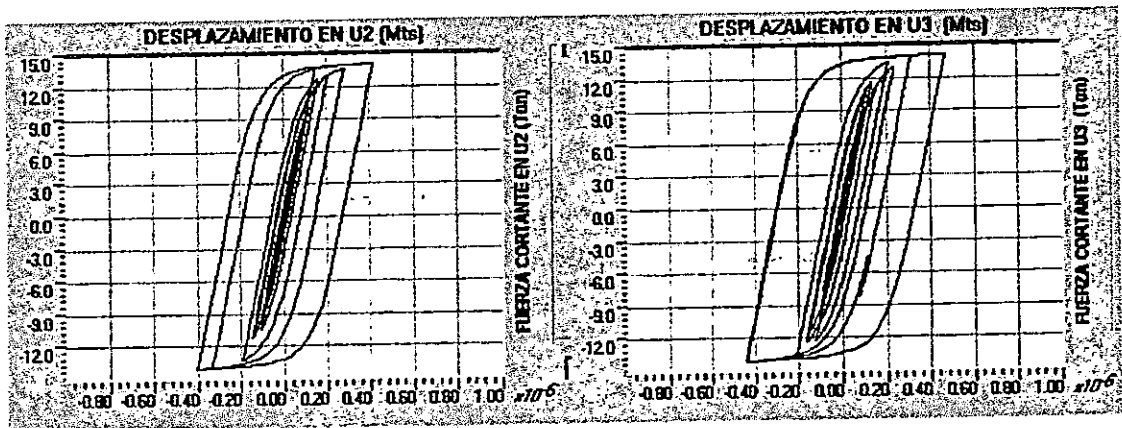


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

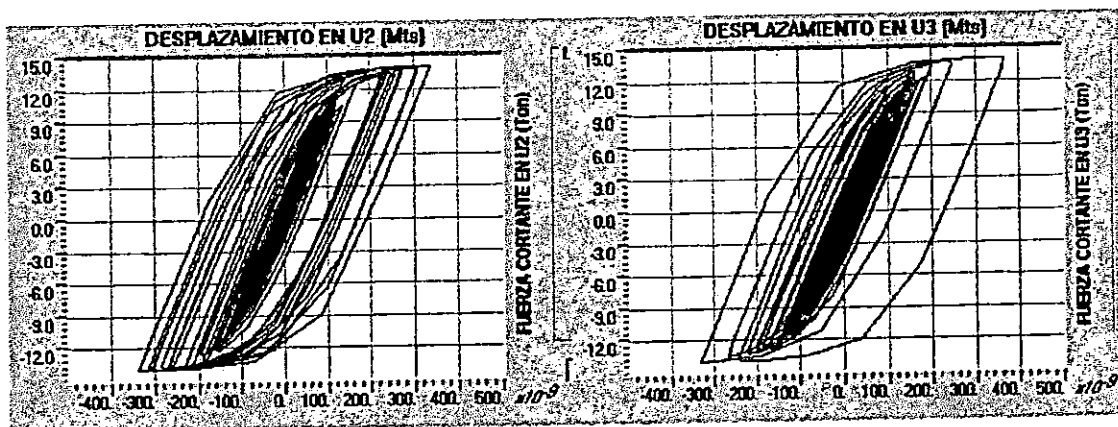
FIGURA No. 5.161 RELACIONES F-D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS.



A. REGISTRO DEL CIG.

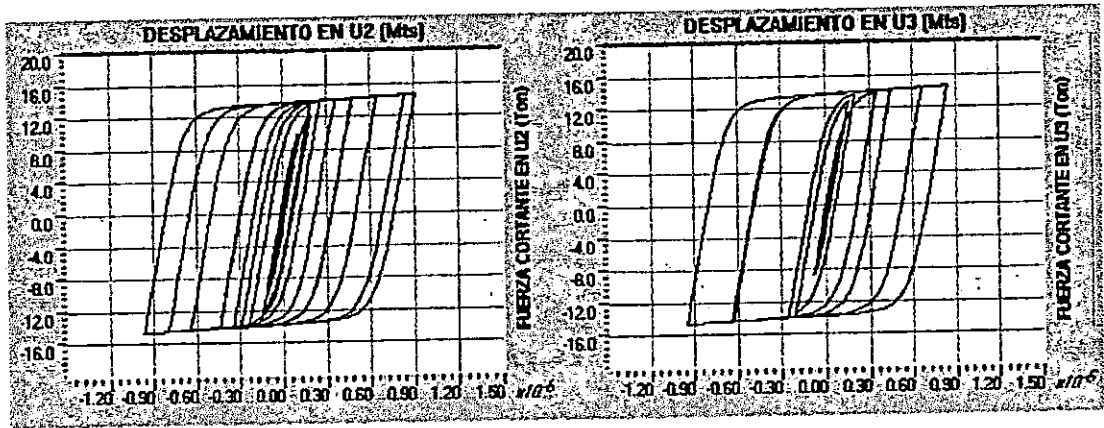


B. REGISTRO DEL IGN.

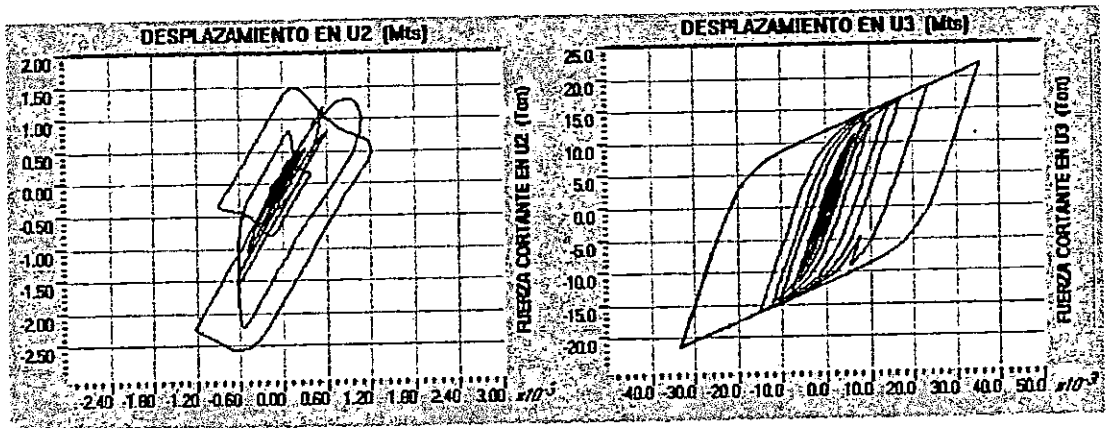


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

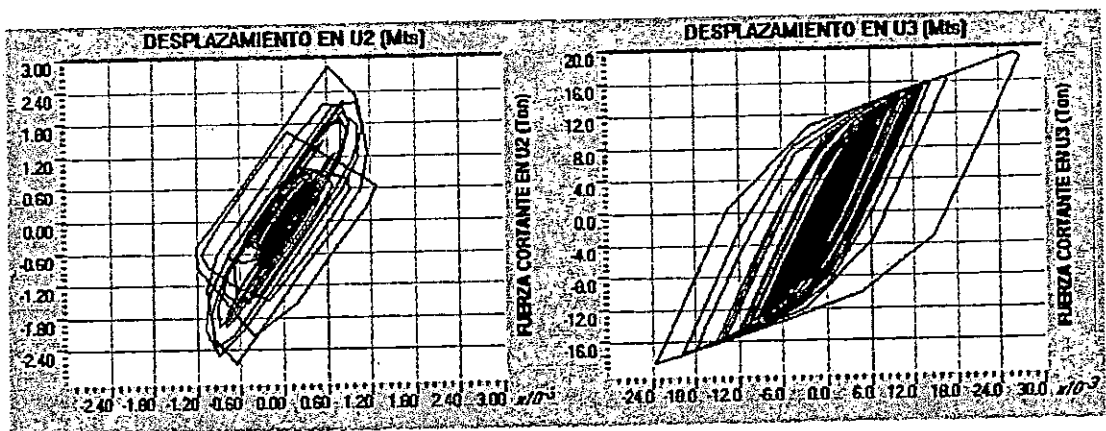
FIGURA No. 5.162 RELACIONES F-D PARA LOS APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA EN LA PILA CENTRAL



A. REGISTRO DEL CIG.

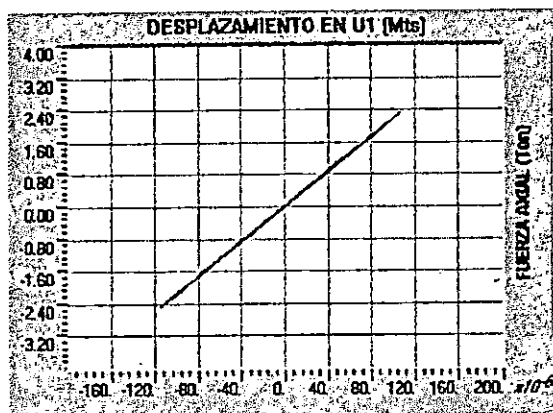


B. REGISTRO DEL IGN.

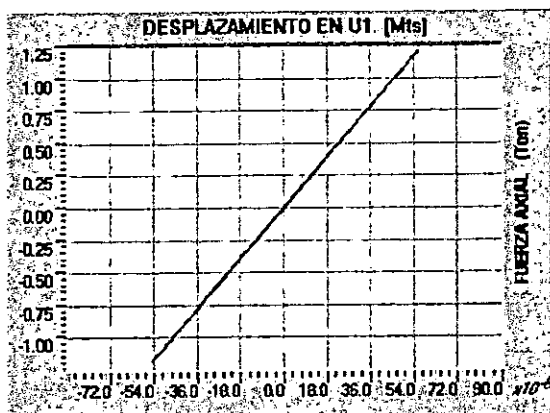


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

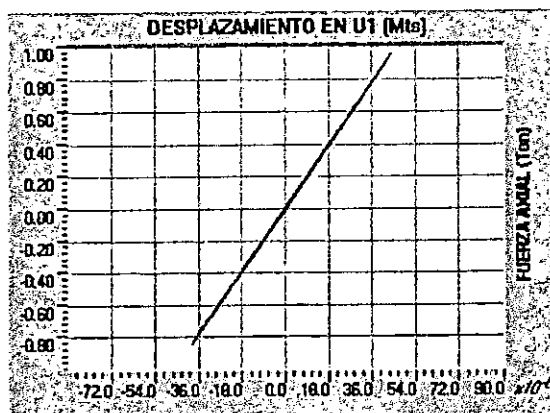
FIGURA No. 5.612 a RELACIONES F-D PARA LOS ARRIOSTRAMIENTOS.



A. REGISTRO DEL CIG.



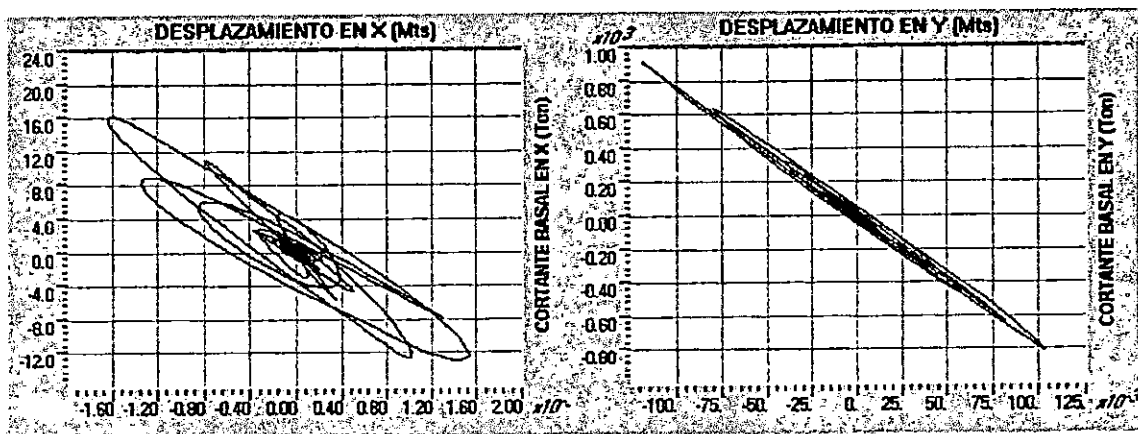
B. REGISTRO DEL IGN.



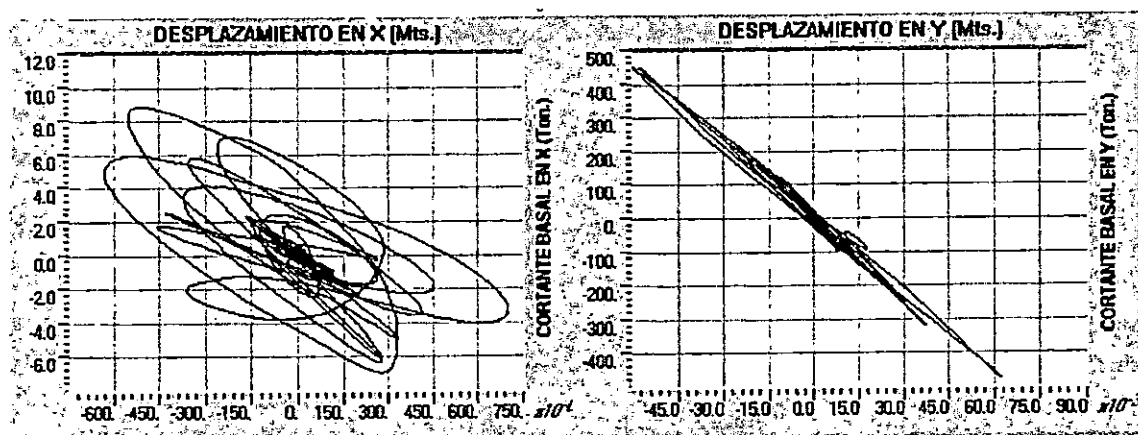
C. REGISTRO DE LA ZSUB.

**PUENTE DE CALIBRACION.**

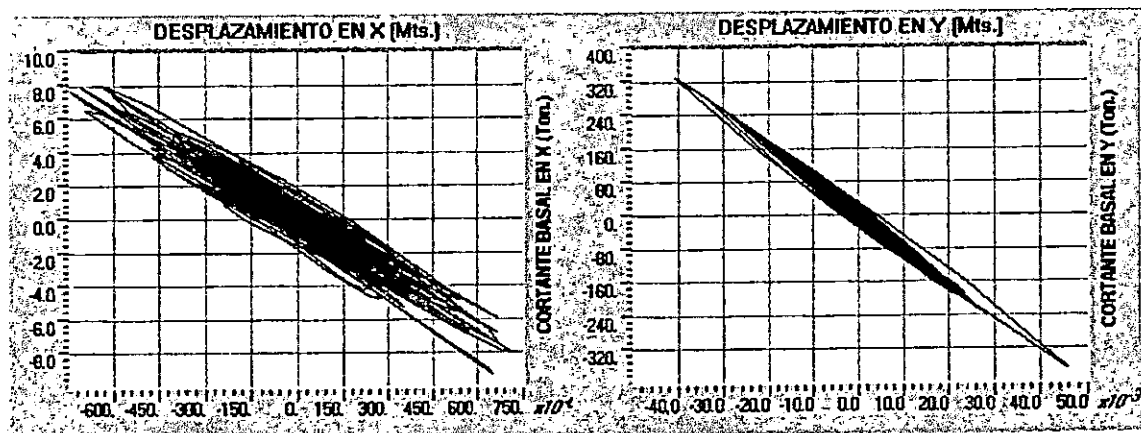
**FIGURA No. 5.163 RELACION CORTANTE BASAL – DESPLAZAMIENTO EN LA PILA.**



**A. REGISTRO DEL CIG.**

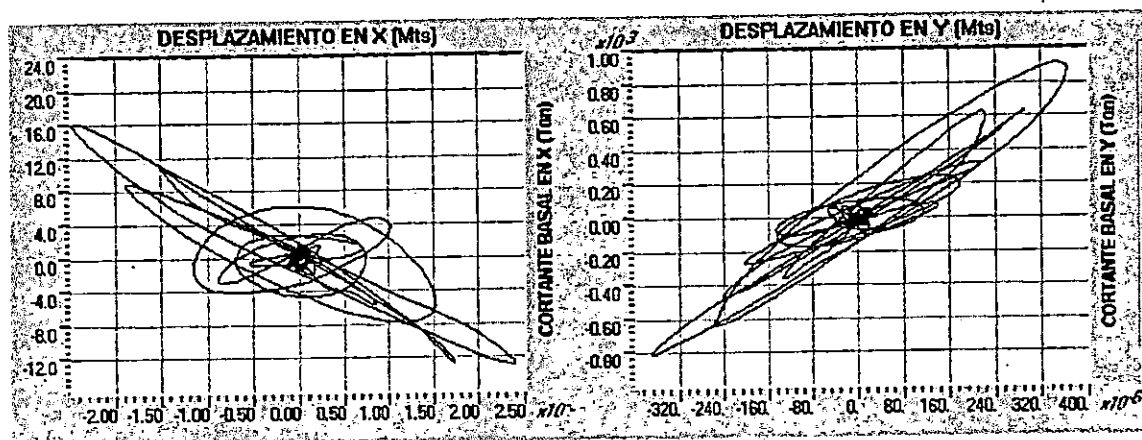


**B. REGISTRO DEL IGN.**

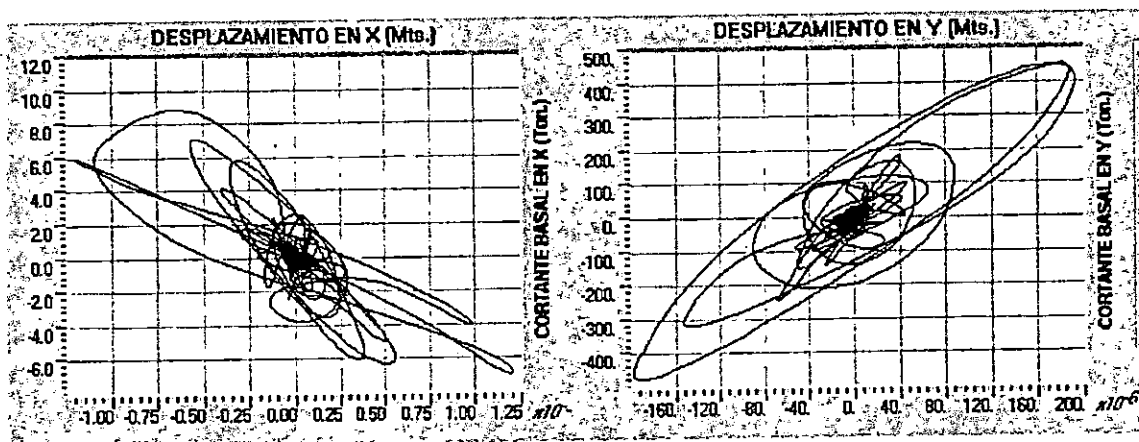


**C. REGISTRO DE LA ZSUB.**

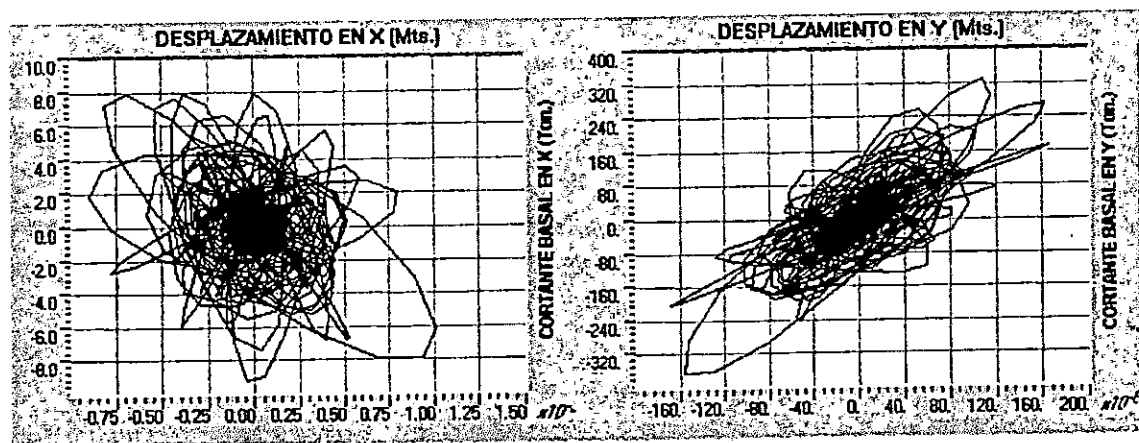
FIGURA No. 5.164 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.



A. REGISTRO DEL CIG.



B. REGISTRO DEL IGN.



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

MODELO No. 2 PUENTE MONSERRAT 59 AVE.

ANALISIS NO LINEAL

TABLA No. 5.57 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.14011	72.8999	0.0000	0.8447	72.8999	0.0000	0.8447
2	0.11089	2.1490	0.0000	27.6000	75.0489	0.0000	28.4447
3	0.09930	0.0001	1.7529	0.0006	75.0490	1.7529	28.4453
4	0.07730	0.0050	0.0000	0.3428	75.0540	1.7529	28.7881
5	0.06580	0.0000	51.0770	0.0000	75.0540	52.8299	28.7881
6	0.05427	0.0000	2.0121	0.0000	75.0540	54.8420	28.7881
7	0.04962	0.0000	0.0716	0.0000	75.0540	54.9136	28.7881
8	0.04539	0.0393	0.0000	0.0794	75.0933	54.9136	28.8675
9	0.04217	0.0000	1.5330	0.0000	75.0933	56.4466	28.8675
10	0.03992	0.0010	0.0000	0.0016	75.0943	56.4466	28.8691
11	0.03816	2.1454	0.0000	0.0083	77.2397	56.4466	28.8774
12	0.03566	0.0000	0.2039	0.0000	77.2398	56.6505	28.8774
13	0.03302	0.0211	0.0000	0.0523	77.2609	56.6505	28.9297
14	0.03202	0.0000	0.4737	0.0001	77.2609	57.1241	28.9298
15	0.03151	0.8049	0.0003	0.9777	78.0658	57.1245	29.9075
16	0.03148	0.0002	0.9368	0.0002	78.0660	58.0613	29.9077
17	0.03092	0.0000	3.6038	0.0000	78.0660	61.6652	29.9078
18	0.03036	0.0001	0.0000	0.1003	78.0662	61.6652	30.0080
19	0.02921	0.0000	0.5722	0.0000	78.0662	62.2374	30.0080
20	0.02854	0.0000	13.7934	0.0000	78.0662	76.0308	30.0080

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

**ANALISIS NO LINEAL**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.133 - 0.144	0.125 - 0.150	0.66 - 0.77	0.065 - 0.078	0.054 - 0.072	0.14 - 0.168
HIST min*	IGN	0.196 - 0.168	0.096 - 0.072	0.60 - 0.48	0.065 - 0.052	0.085 - 0.068	0.156 - 0.13
HIST max	CIG	0.210 - 0.245	0.12 - 0.15	0.65 - 0.78	0.064 - 0.080	0.088 - 0.110	0.16 - 0.20
HIST min*	CIG	0.245 - 0.210	0.175 - 0.140	0.84 - 0.70	0.085 - 0.068	0.12 - 0.96	0.20 - 0.16
HIST max	ZSUB	0.0275 - 0.033	0.024 - 0.030	0.182 - 0.208	0.014 - 0.0175	0.016 - 0.020	0.028 - 0.035
HIST min*	ZSUB	0.042 - 0.036	0.021 - 0.014	0.140 - 0.105	0.015 - 0.014	0.025 - 0.020	0.0325 - 0.026

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.58 VARIACION DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.133 - 0.144	0.075 - 0.100	0.770 - 0.880	0.052 - 0.065	0.144 - 0.162	0.112 - 0.140
HIST min*	IGN	0.168 - 0.140	0.120 - 0.096	0.96 - 0.84	0.065 - 0.052	0.153 - 0.136	0.130 - 0.104
HIST max	CIG	0.210 - 0.245	0.120 - 0.15	0.910 - 1.04	0.080 - 0.096	0.176 - 0.198	0.160 - 0.200
HIST min*	CIG	0.210 - 0.175	0.140 - 0.105	1.26 - 1.12	0.102 - 0.085	0.216 - 0.192	0.200 - 0.160
HIST max	ZSUB	0.0275 - 0.033	0.030 - 0.024	0.182 - 0.208	0.0105 - 0.014	0.032 - 0.036	0.035 - 0.042
HIST min*	ZSUB	0.036 - 0.030	0.028 - 0.021	0.245 - 0.210	0.015 - 0.012	0.045 - 0.040	0.0325 - 0.026

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG

**TABLA No. 5.59 VARIACION DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO SUR.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

**ANALISIS NO LINEAL.**

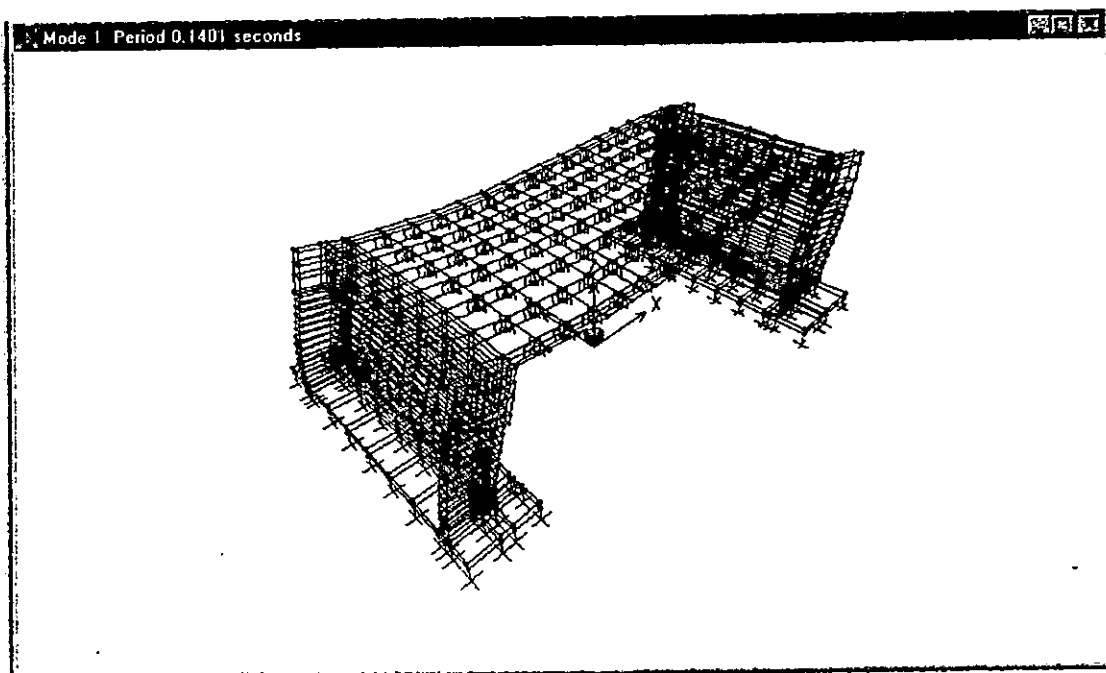
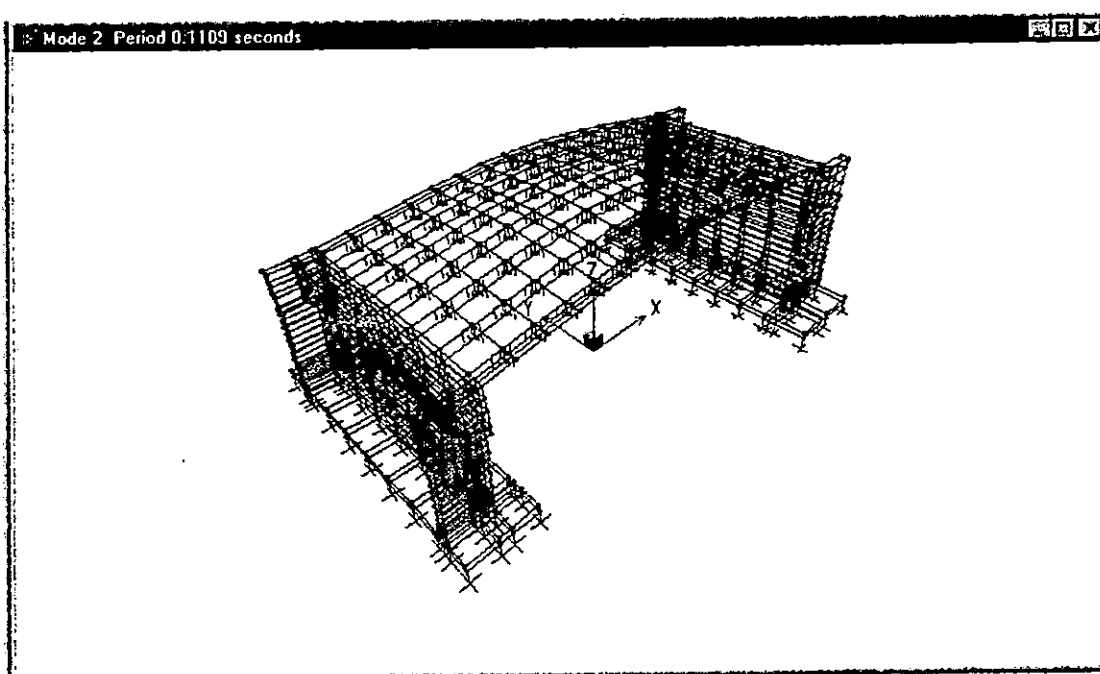
HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.120 - 0.144	0.040 - 0.050	0.065 - 0.068	0.009 - 0.012	0.0048 - 0.0064
HIST min*	IGN	0.144 - 0.120	0.054 - 0.045	0.072 - 0.060	0.014 - 0.0112	0.006 - 0.0045
HIST max	CIG	0.180 - 0.210	0.060 - 0.072	0.096 - 0.112	0.016 - 0.020	0.0066 - 0.0088
HIST min*	CIG	0.168 - 0.140	0.078 - 0.065	0.102 - 0.085	0.0175 - 0.014	0.011 - 0.0088
HIST max	ZSUB	0.036 - 0.042	0.0096 - 0.012	0.0168 - 0.0196	0.00225 - 0.003	0.0012 - 0.0016
HIST min*	ZSUB	0.036 - 0.030	0.0130 - 0.0104	0.0224 - 0.0196	0.00325 - 0.0026	0.002 - 0.0016

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

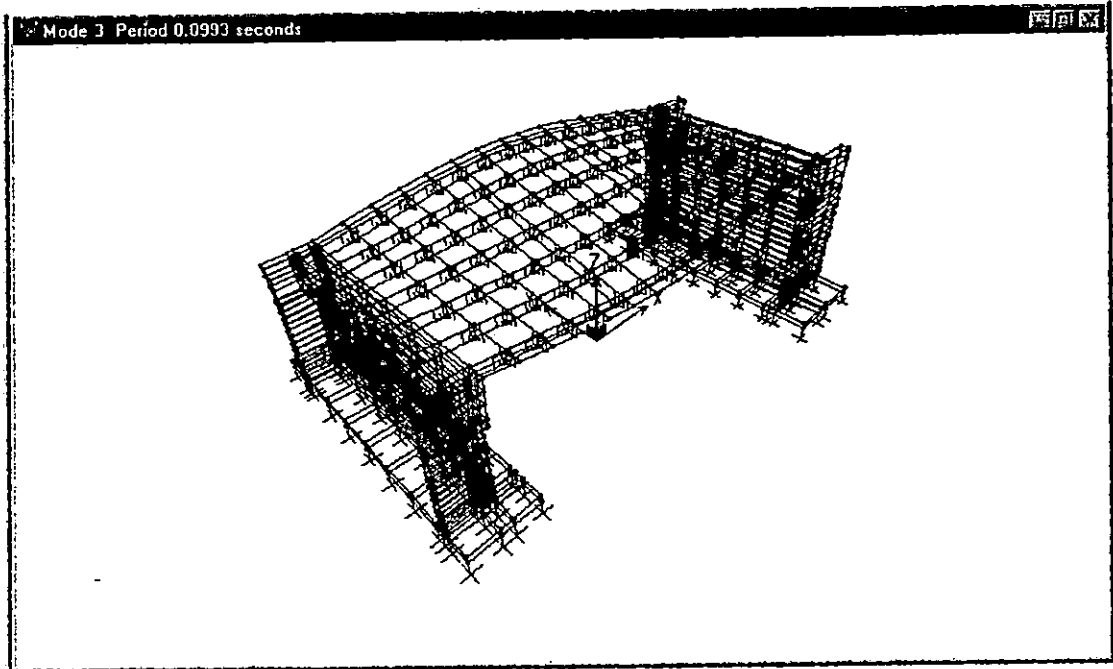
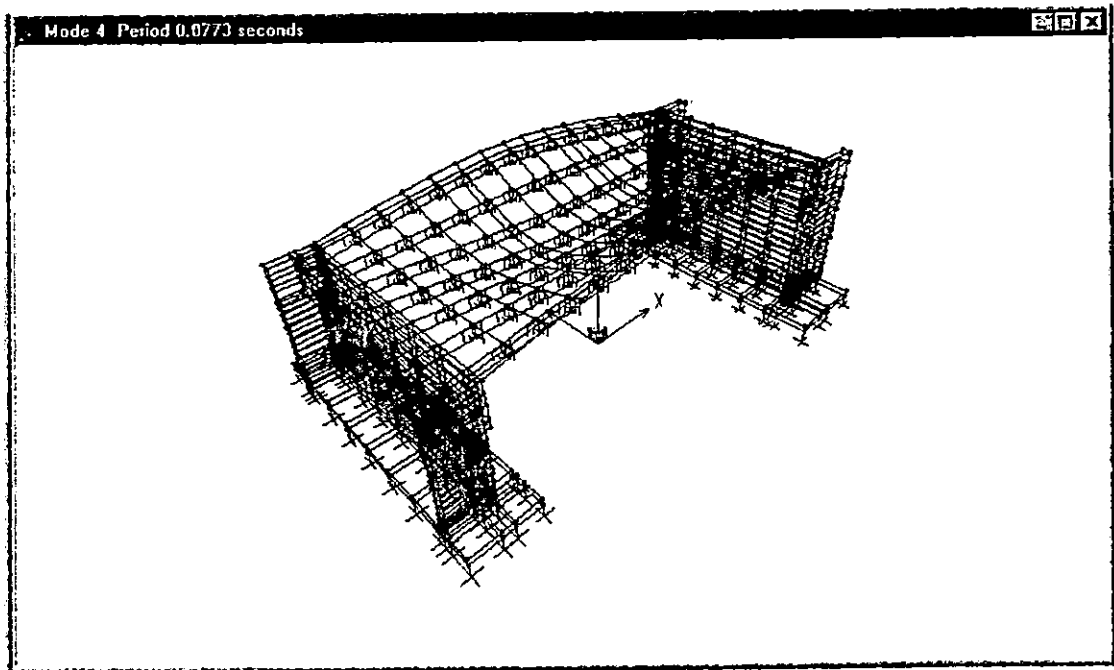
**TABLA No. 5.60 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

FIGURA No. 5.165 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE MONTSERRAT.

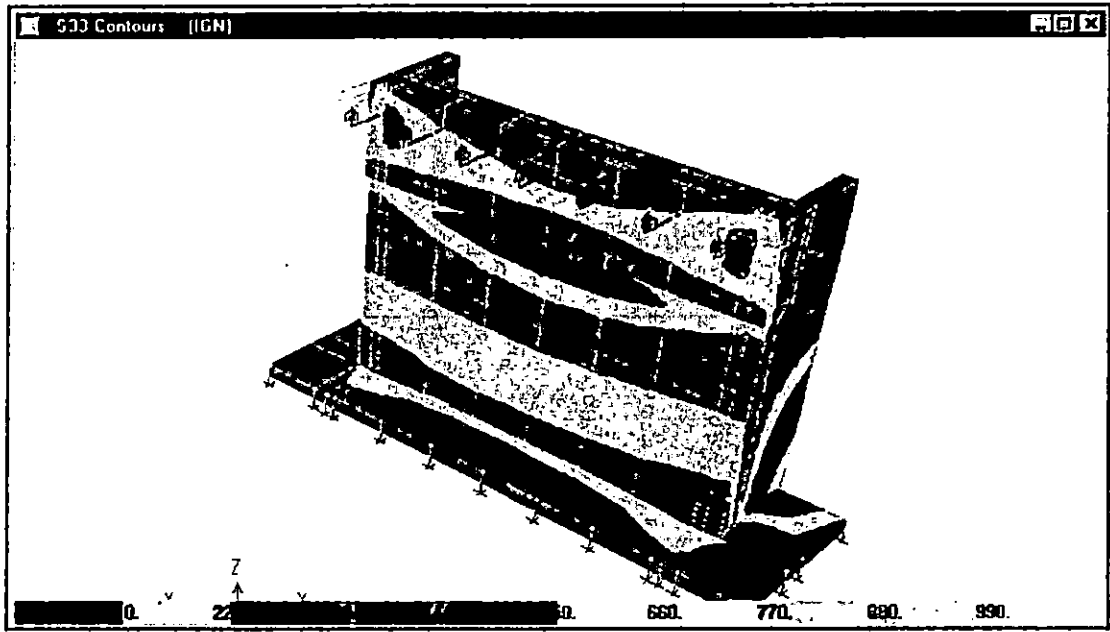
A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1401$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1109$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE MONTSERRAT. (CONT)

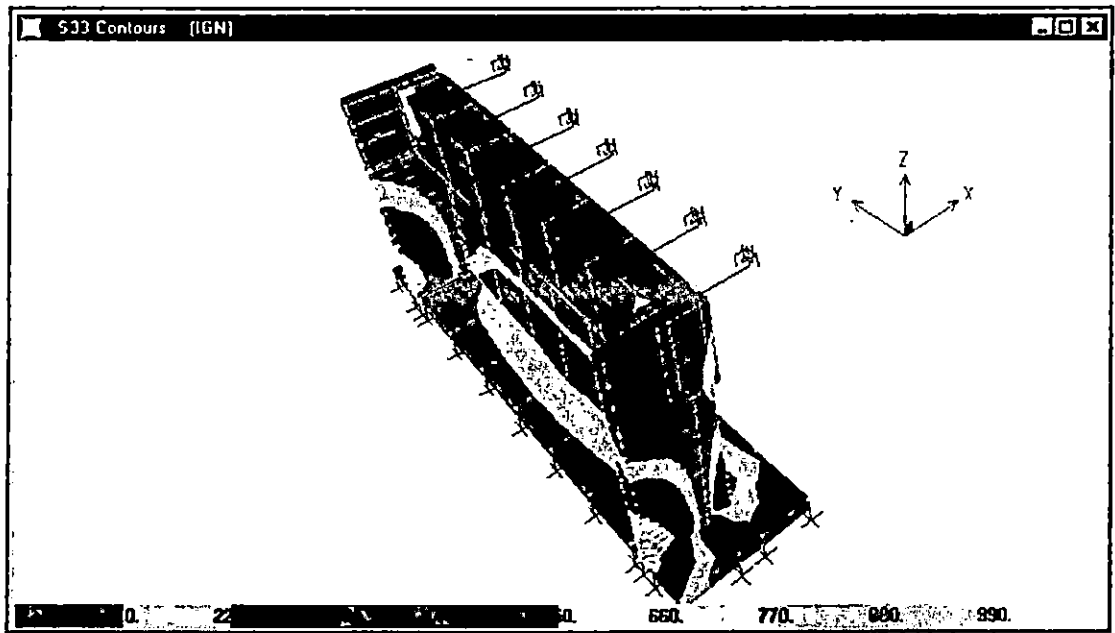
C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.0993$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.0773$  Seg.

**PUENTE MONTSERRAT - 59ª AVENIDA.**

**FIGURA No. 5.166 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.**

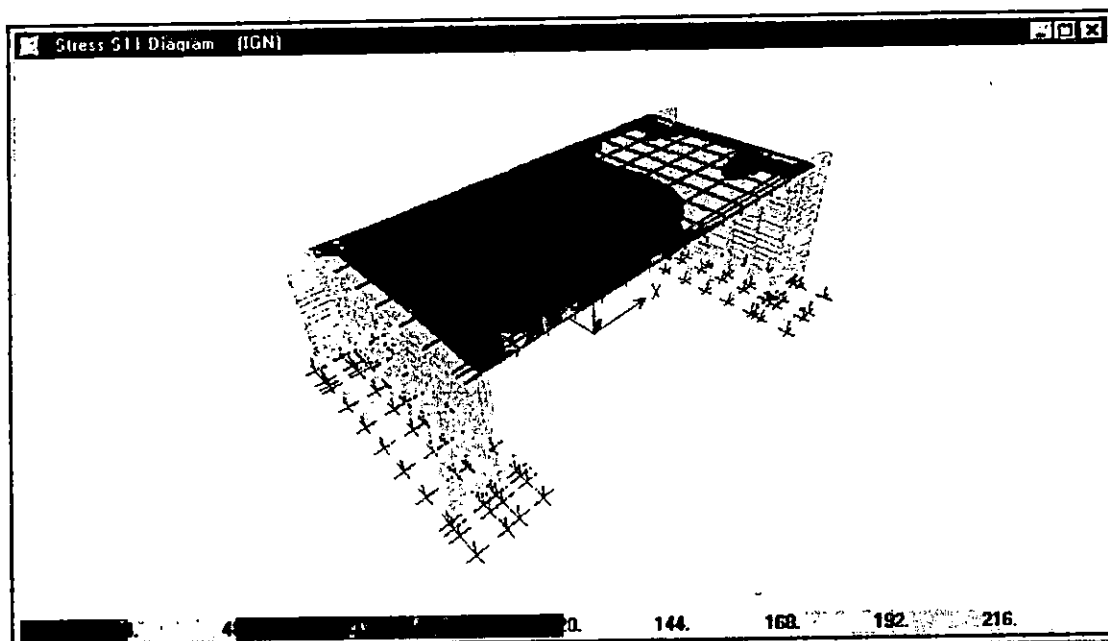


**A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE PARA LA RESPUESTA MAXIMA**



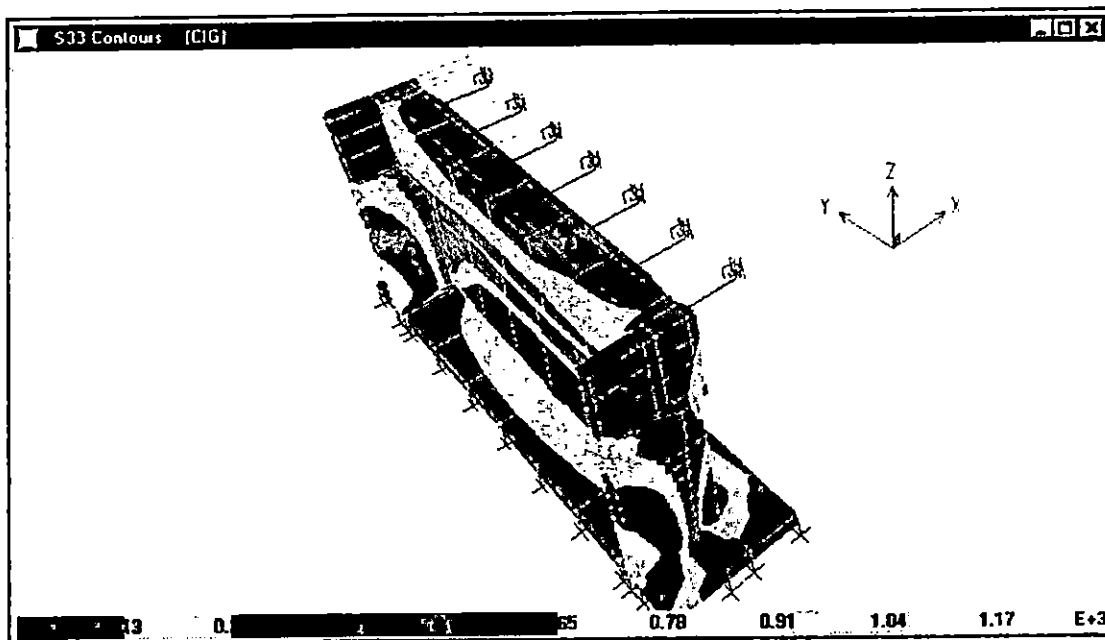
**B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO SUR PARA LA RESPUESTA MAXIMA**

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

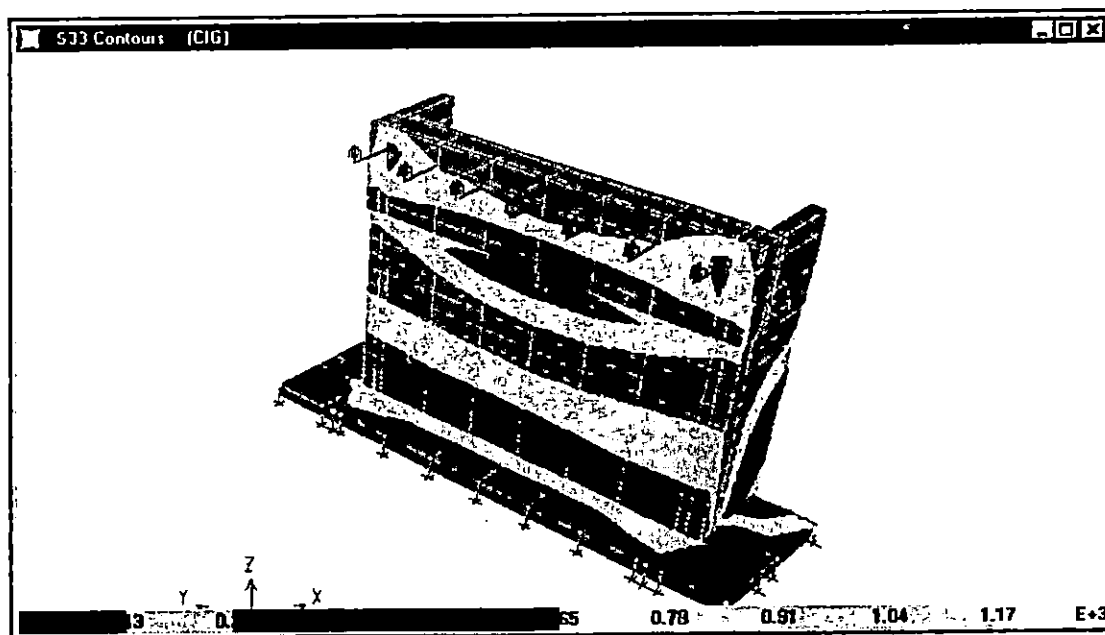


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

FIGURA No. 5.167 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

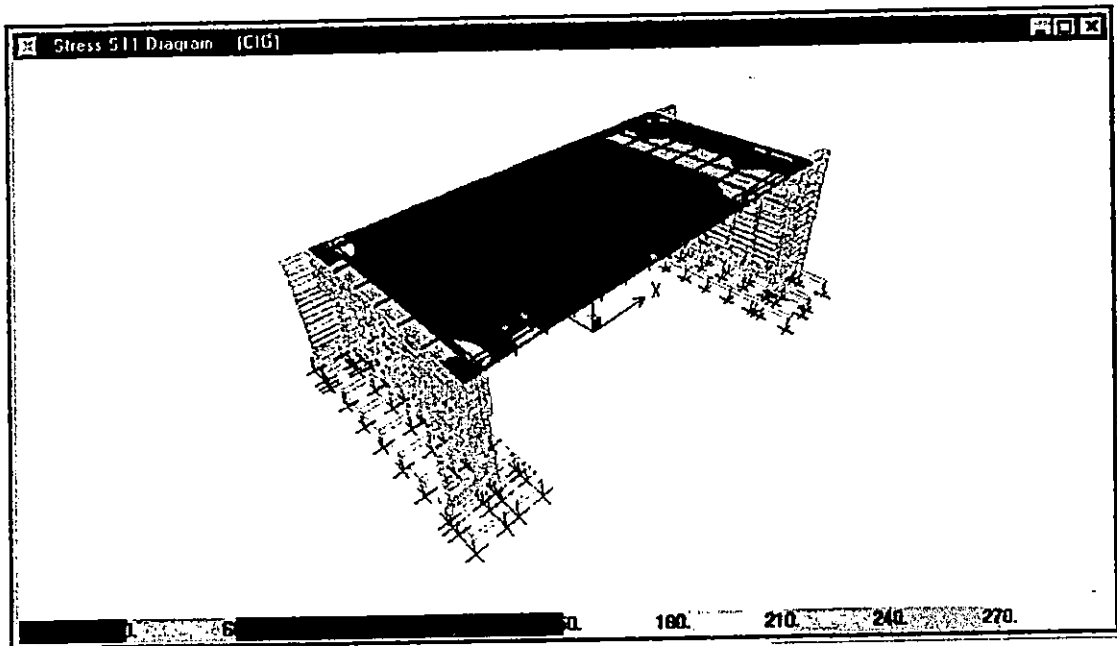


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



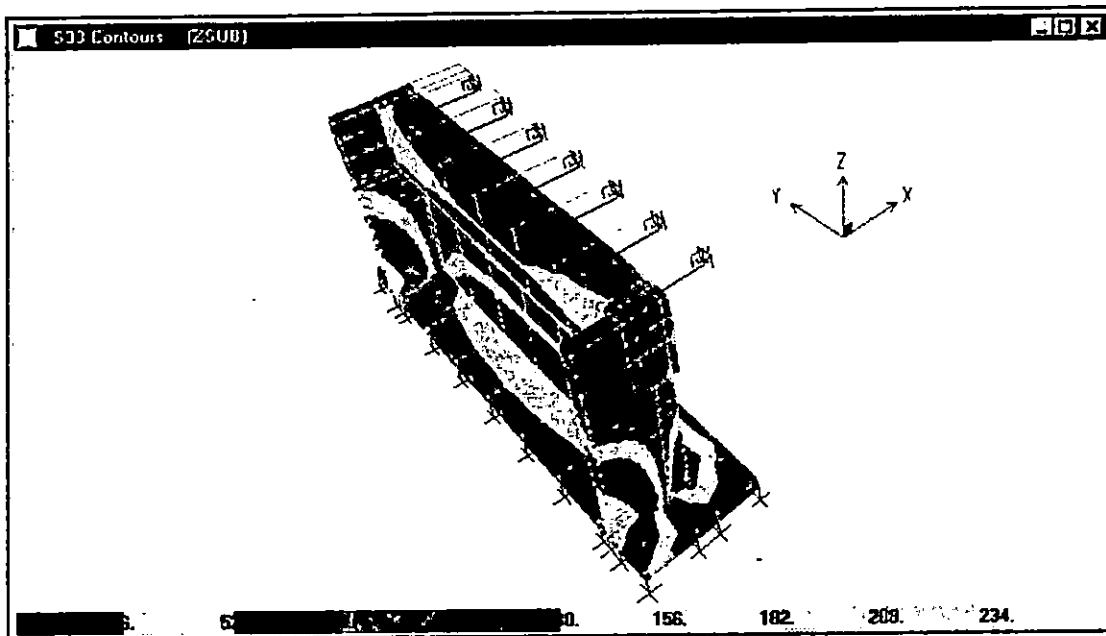
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO SUR PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

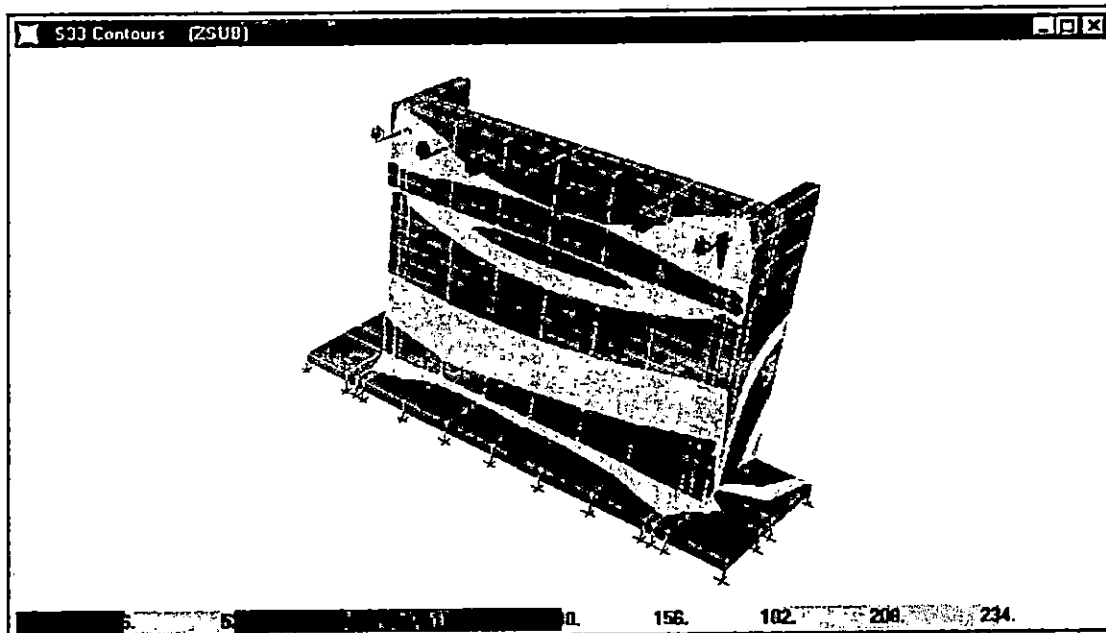


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

FIGURA No. 5.168 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

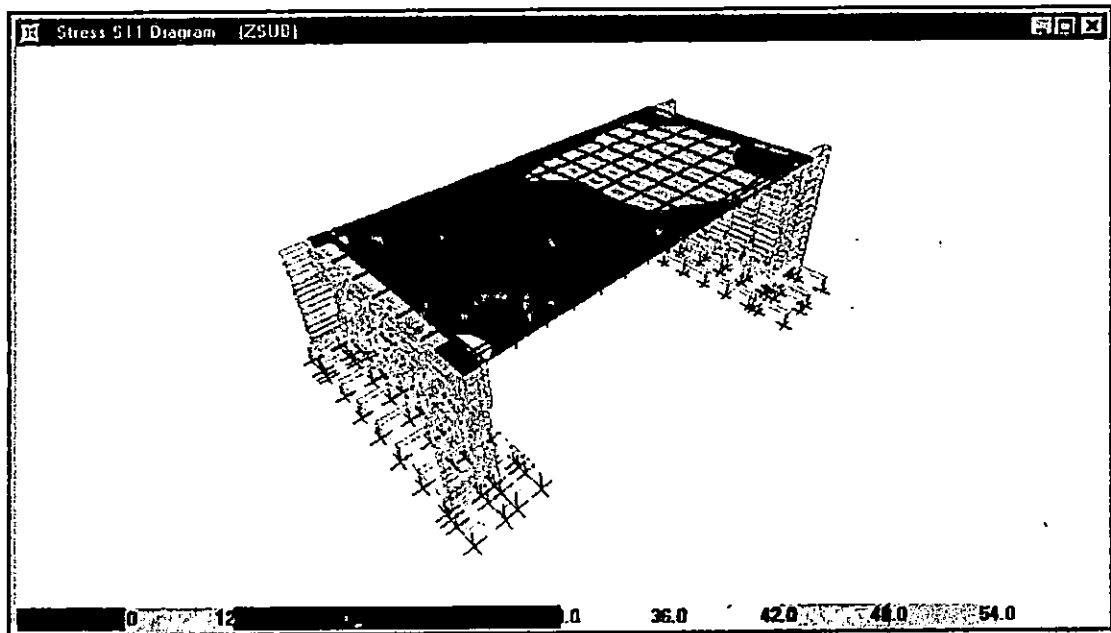


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO SUR PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

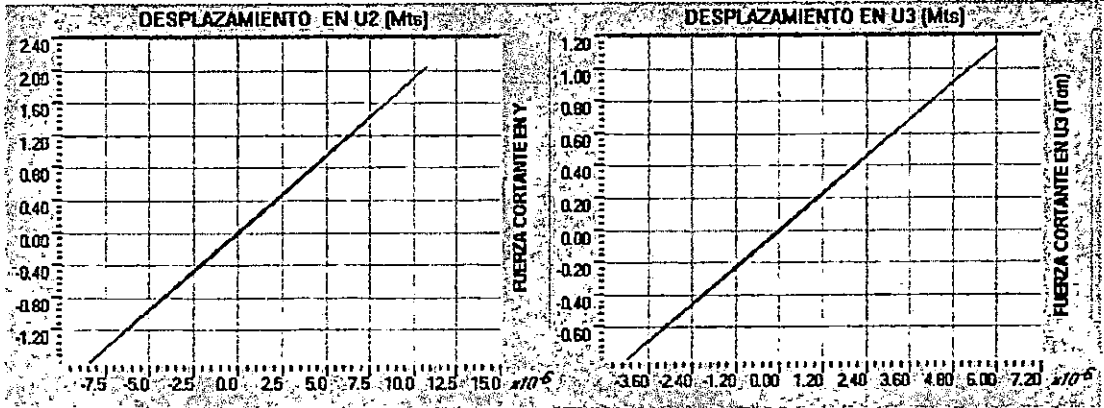
## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)



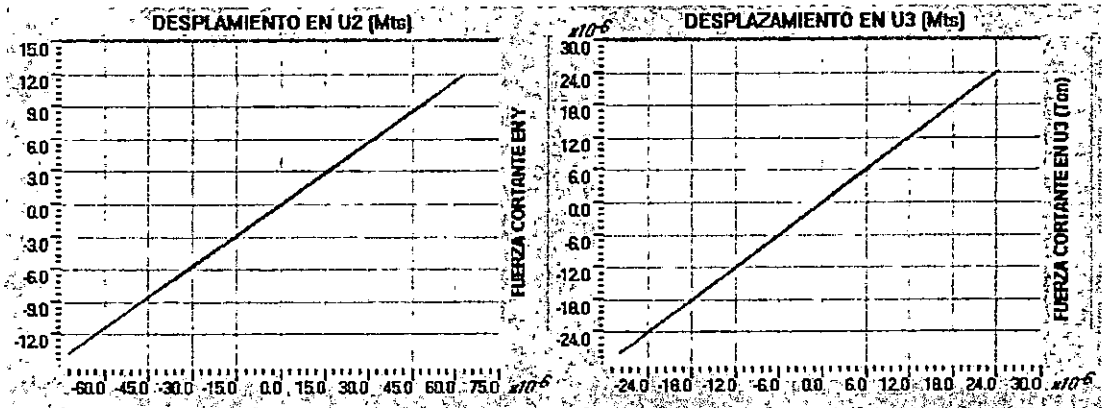
C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

**PUENTE MONSERRAT.**

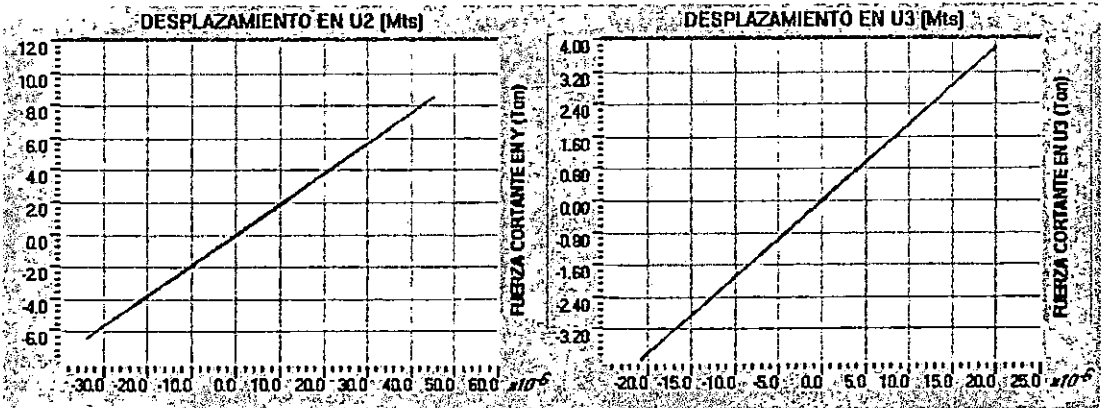
**FIGURA No. 5.170 RELACIONES F – D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS.**



**A. REGISTRO DE LA ZSUB.**



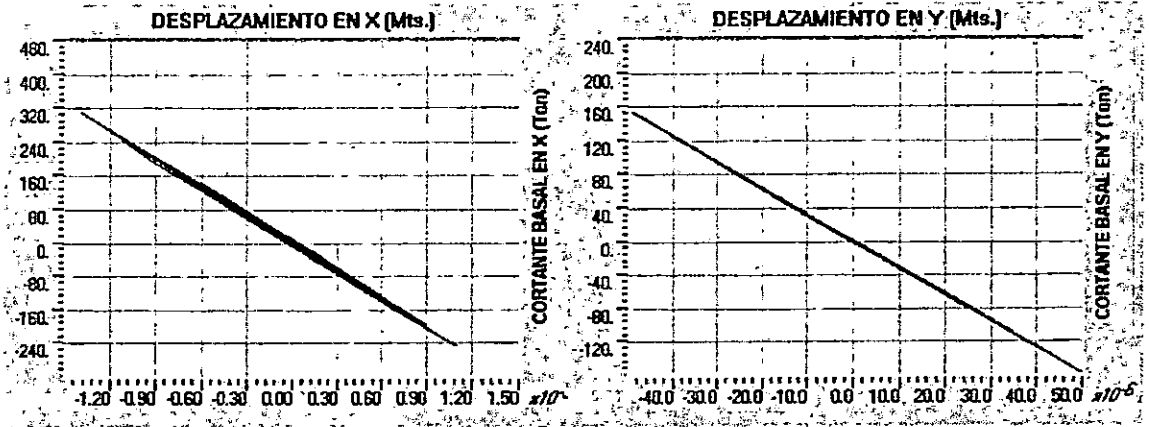
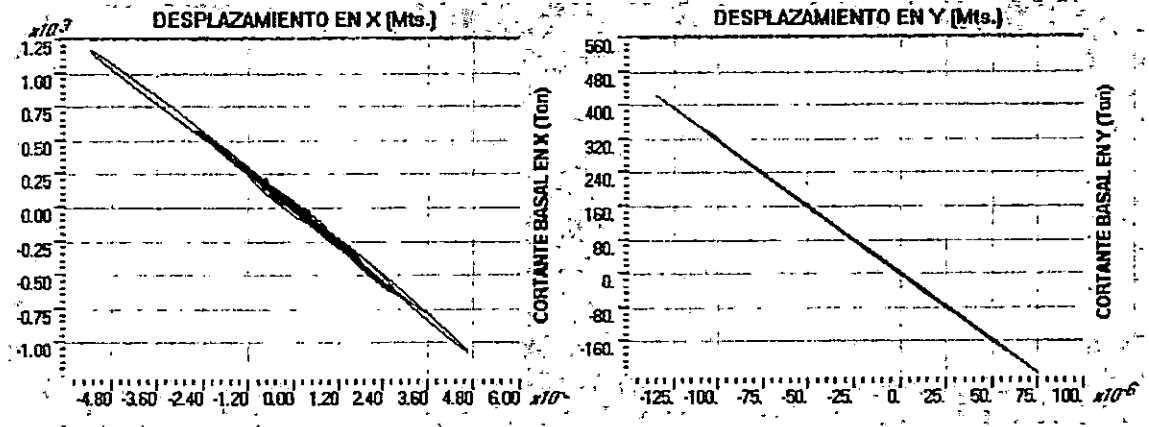
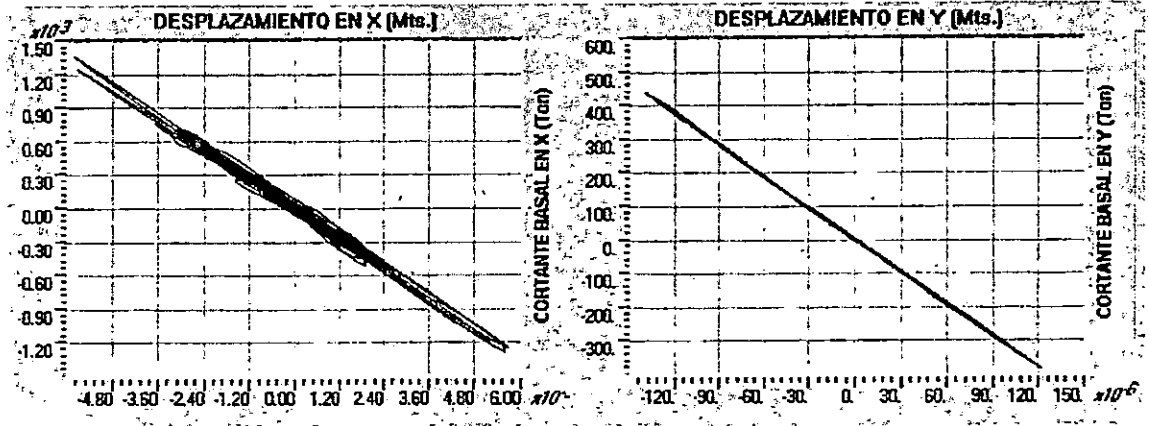
**B. REGISTRO DEL CIG.**



**C. REGISTRO DEL IGN.**

PUENTE MONTSERRAT - 59ª AVENIDA.

FIGURA No. 5.171 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.



MODELO No. 2 PUENTE MONSERRAT - 59a. AVE.

ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

TABLA No. 5.61 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.14535	68.9014	0.0000	0.5333	68.9014	0.0000	0.5333
2	0.11152	1.3446	0.0000	26.1720	70.2460	0.0000	26.7053
3	0.09943	0.0001	1.5718	0.0006	70.2461	1.5718	26.7059
4	0.07733	0.0045	0.0000	0.3203	70.2506	1.5718	27.0262
5	0.06717	0.0000	49.1321	0.0000	70.2506	50.7039	27.0262
6	0.05438	0.0000	1.4026	0.0000	70.2506	52.1065	27.0262
7	0.05045	0.0000	0.0216	0.0000	70.2506	52.1281	27.0262
8	0.04477	0.0837	0.0000	0.0831	70.3344	52.1281	27.1093
9	0.04209	0.0000	1.8945	0.0000	70.3344	54.0226	27.1093
10	0.03992	0.0017	0.0000	0.0017	70.3361	54.0226	27.1109
11	0.03844	2.1267	0.0000	0.0069	72.4628	54.0226	27.1179
12	0.03572	0.0000	0.2045	0.0000	72.4628	54.2271	27.1179
13	0.03309	0.0004	0.0000	0.1859	72.4632	54.2271	27.3037
14	0.03239	0.0002	0.3505	0.0008	72.4635	54.5775	27.3045
15	0.03224	0.7931	0.0001	0.9640	73.2565	54.5776	28.2685
16	0.03154	0.0000	2.0572	0.0000	73.2566	56.6348	28.2685
17	0.03098	0.0000	4.9826	0.0000	73.2566	61.6174	28.2685
18	0.03004	0.0013	0.0000	0.0666	73.2579	61.6175	28.3351
19	0.02924	0.0000	0.2227	0.0000	73.2579	61.8402	28.3351
20	0.02890	0.0000	9.0052	0.0000	73.2579	70.8454	28.3351

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

**ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.140 - 0.160	0.104 - 0.130	0.770 - 0.880	0.060 - 0.075	0.054 - 0.072	0.120 - 0.150
HIST min*	IGN	0.168 - 0.140	0.112 - 0.084	0.880 - 0.770	0.072 - 0.060	0.090 - 0.072	0.168 - 0.140
HIST max	CIG	0.016 - 0.020	0.120 - 0.150	0.910 - 1.040	0.080 - 0.100	0.066 - 0.088	0.160 - 0.200
HIST min*	CIG	0.0245 - 0.021	0.160 - 0.120	0.840 - 0.070	0.076 - 0.057	0.096 - 0.072	0.160 - 0.120
HIST max	ZSUB	0.030 - 0.036	0.024 - 0.030	0.175 - 0.200	0.012 - 0.016	0.016 - 0.020	0.030 - 0.0375
HIST min*	ZSUB	0.0445 - 0.039	0.0225 - 0.015	0.120 - 0.090	0.018 - 0.0135	0.020 - 0.015	0.032 - 0.034

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.62 VARIACION DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.140 - 0.160	0.156 - 0.182	0.770 - 0.880	0.045 - 0.060	0.144 - 0.162	0.090 - 0.120.
HIST min*	IGN	0.168 - 0.140	0.168 - 0.140	0.960 - 0.840	0.075 - 0.060	0.162 - 0.144	0.140 - 0.112
HIST max	CIG	0.024 - 0.028	0.180 - 0.210	0.910 - 1.040	0.080 - 0.100	0.176 - 0.198	0.160 - 0.200
HIST min*	CIG	0.021 - 0.0175	0.240 - 0.200	0.980 - 0.840	0.095 - 0.076	0.216 - 0.192	0.200 - 0.160
HIST max	ZSUB	0.042 - 0.048	0.042 - 0.048	0.175 - 0.200	0.012 - 0.016	0.032 - 0.036	0.0375 - 0.045
HIST min*	ZSUB	0.039 - 0.0325	0.045 - 0.0375	0.240 - 0.210	0.0225 - 0.018	0.045 - 0.040	0.040 - 0.032

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG

**TABLA No. 5.63 VARIACION DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO SUR.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

**PUENTE MONSERRAT - 59 AVENIDA.**

**ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

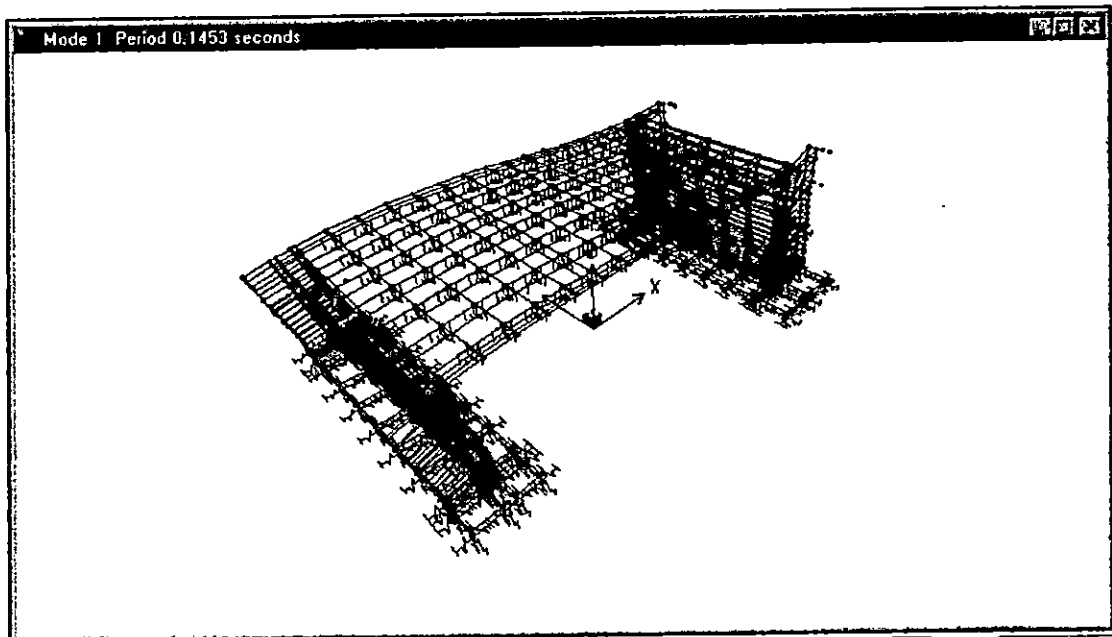
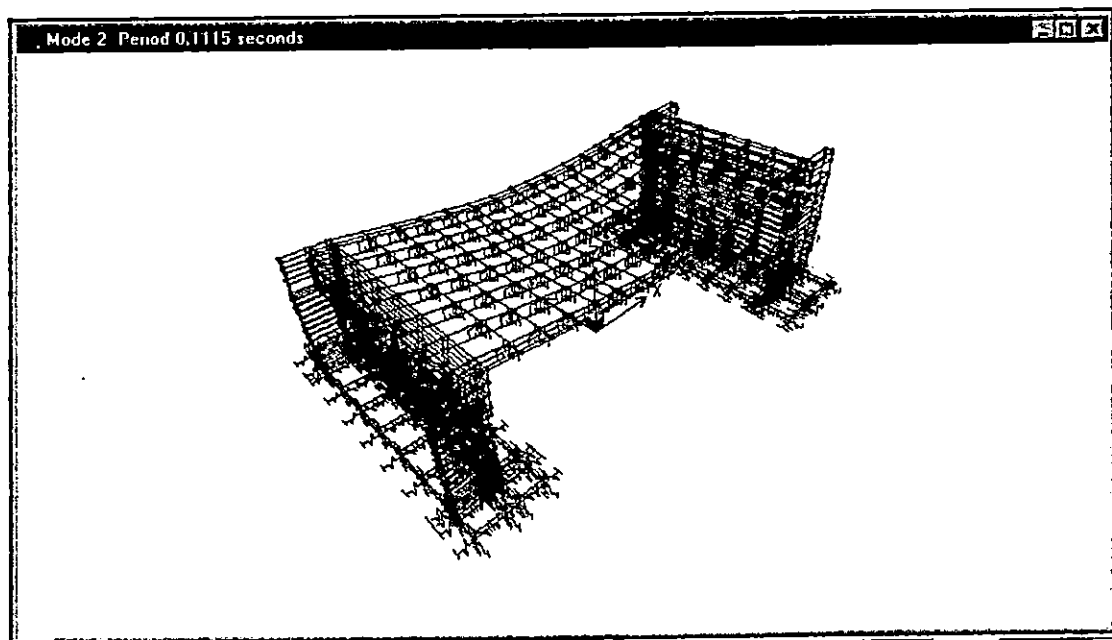
HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.120 - 0.144	0.040 - 0.050	0.052 - 0.065	0.009 - 0.012	0.0048 - 0.0064
HIST min*	IGN	0.168 - 0.144	0.050 - 0.040	0.078 - 0.068	0.015 - 0.012	0.0064 - 0.0048
HIST max	CIG	0.210 - 0.245	0.052 - 0.065	0.108 - 0.126	0.018 - 0.0225	0.066 - 0.088
HIST min*	CIG	0.196 - 0.168	0.084 - 0.070	0.108 - 0.090	0.016 - 0.012	0.011 - 0.088
HIST max	ZSUB	0.036 - 0.042	0.0096 - 0.0120	0.018 - 0.021	0.0024 - 0.0032	0.0012 - 0.0016
HIST min*	ZSUB	0.036 - 0.030	0.0130 - 0.0104	0.021 - 0.018	0.0032 - 0.0026	0.002 - 0.0016

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

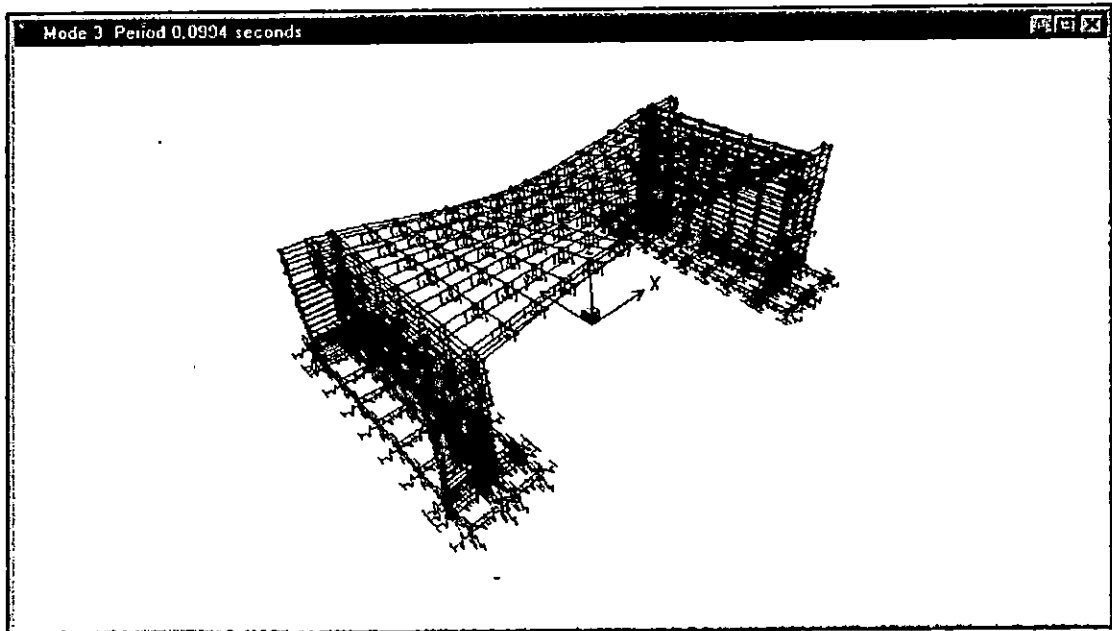
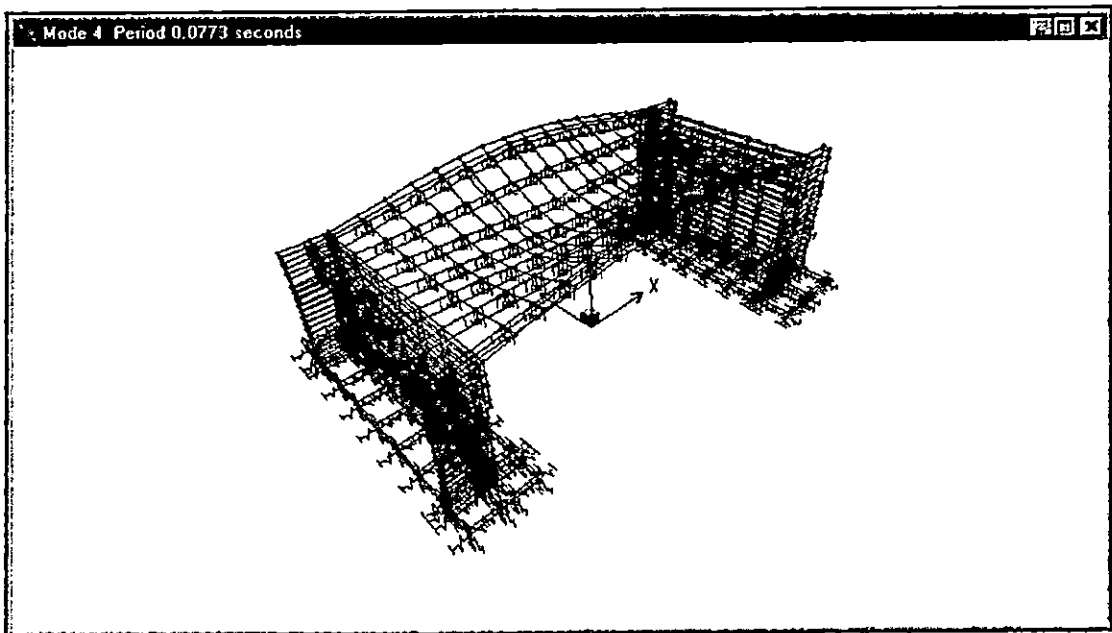
**TABLA No. 5.64 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

FIGURA No. 5.172 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE MONTSERRAT.

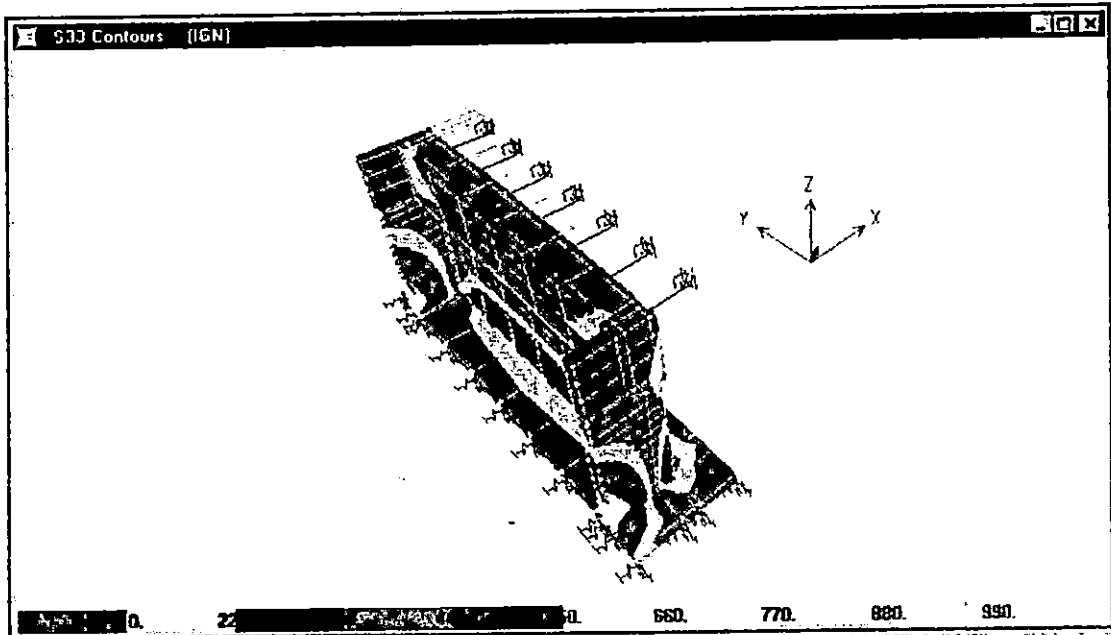
A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1453$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1115$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE MONTSERRAT. (CONT)

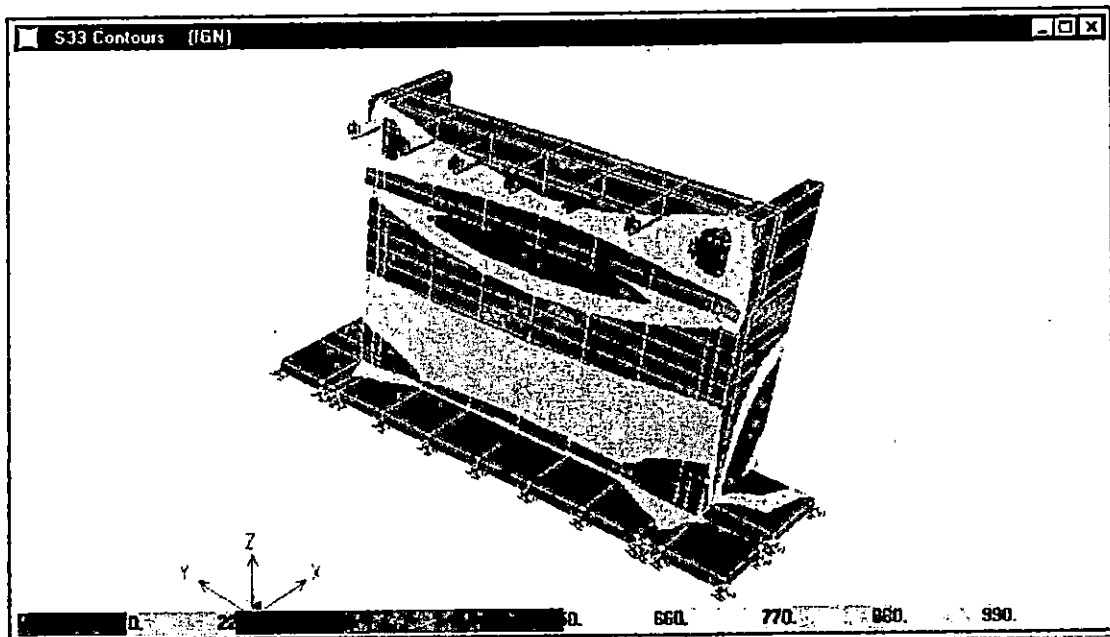
C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.0994$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.0773$  Seg.

**PUENTE MONTSERRAT - 59ª AVENIDA.**

**FIGURA No. 5.173 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.**

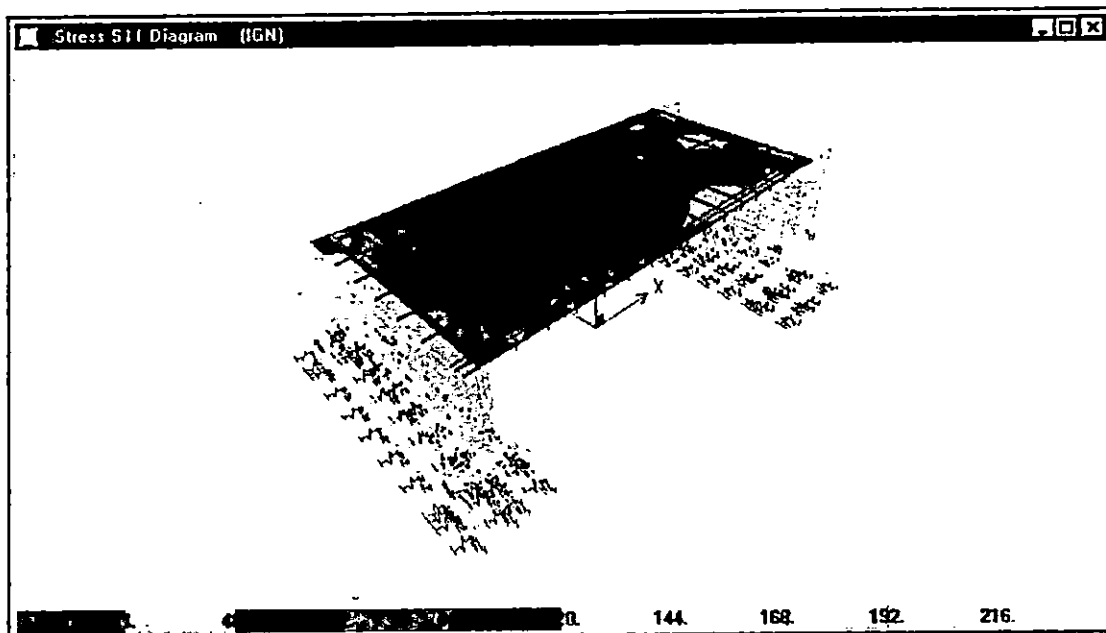


**A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**



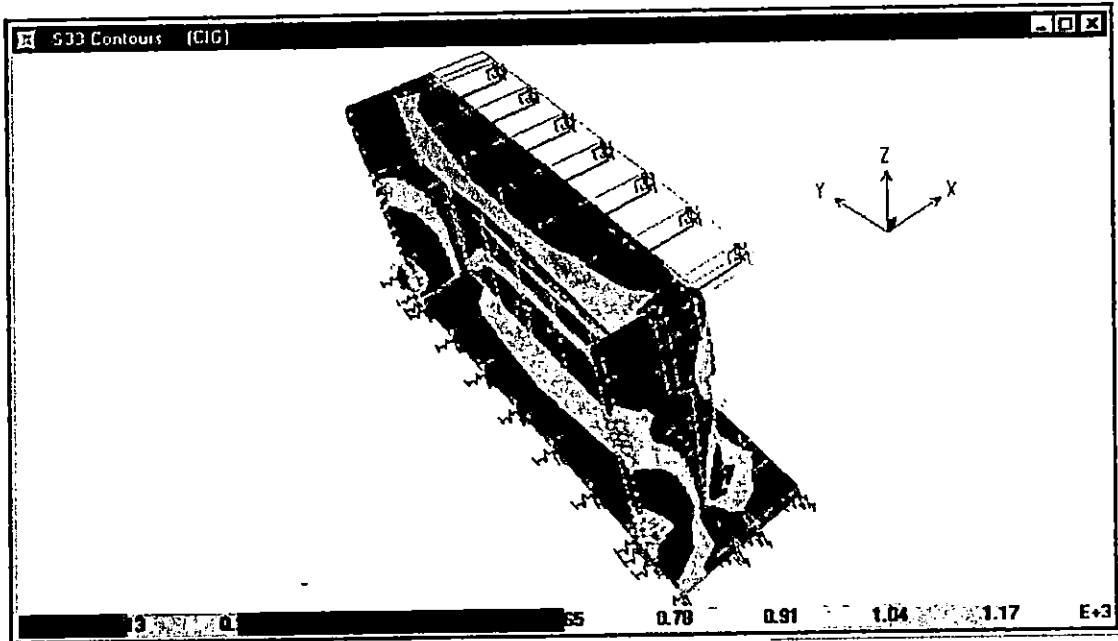
**B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

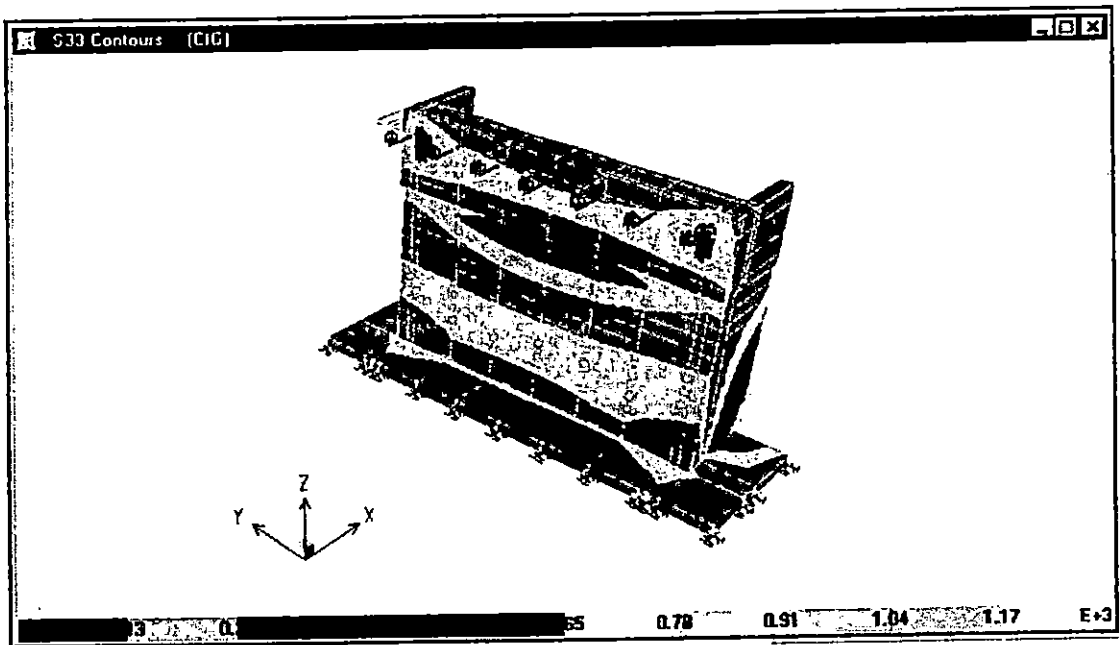


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.174 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

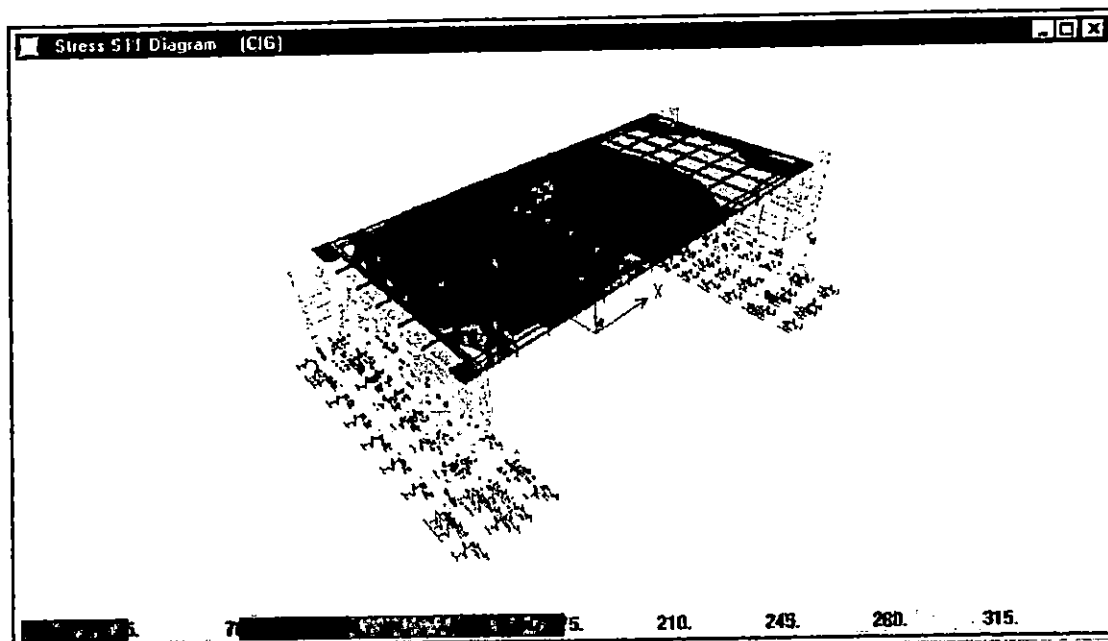


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN ELESTRIBO NORTE PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



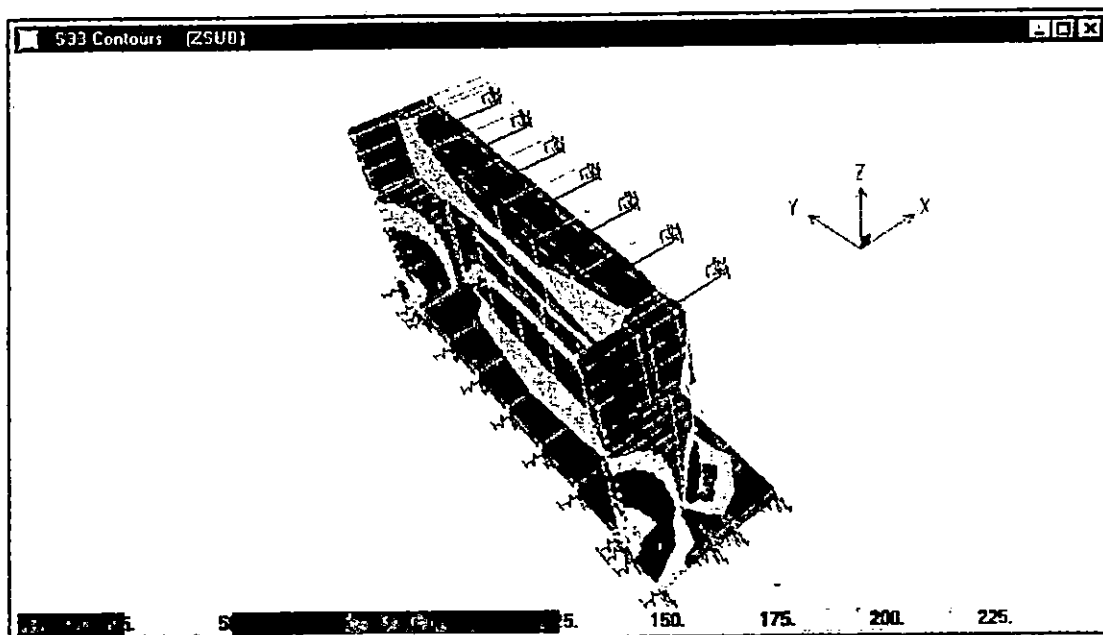
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO SUR PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

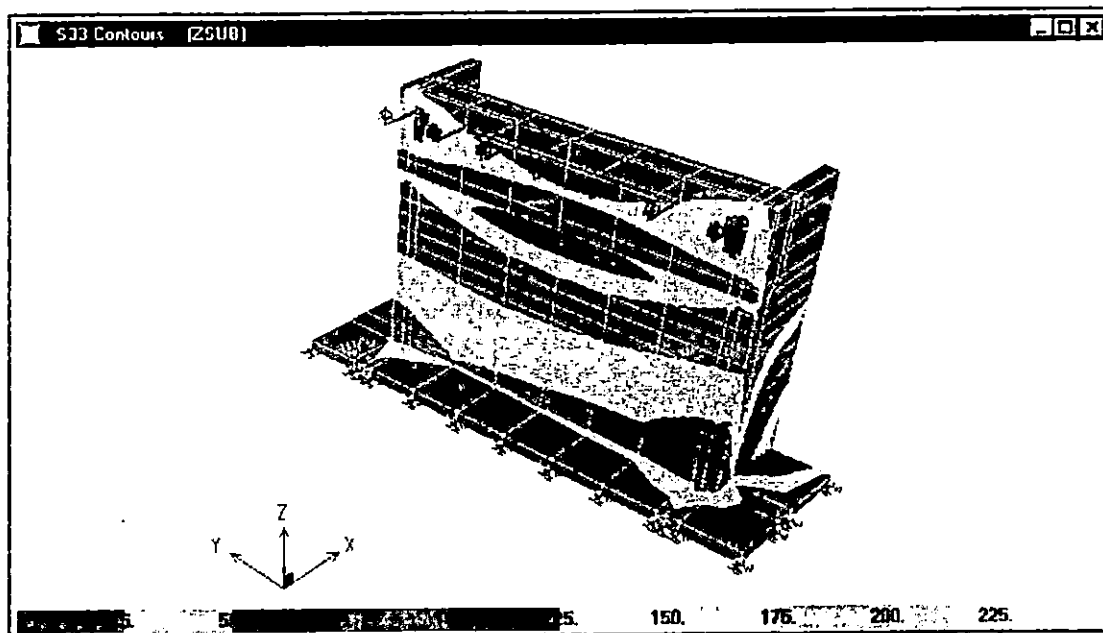


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.175 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

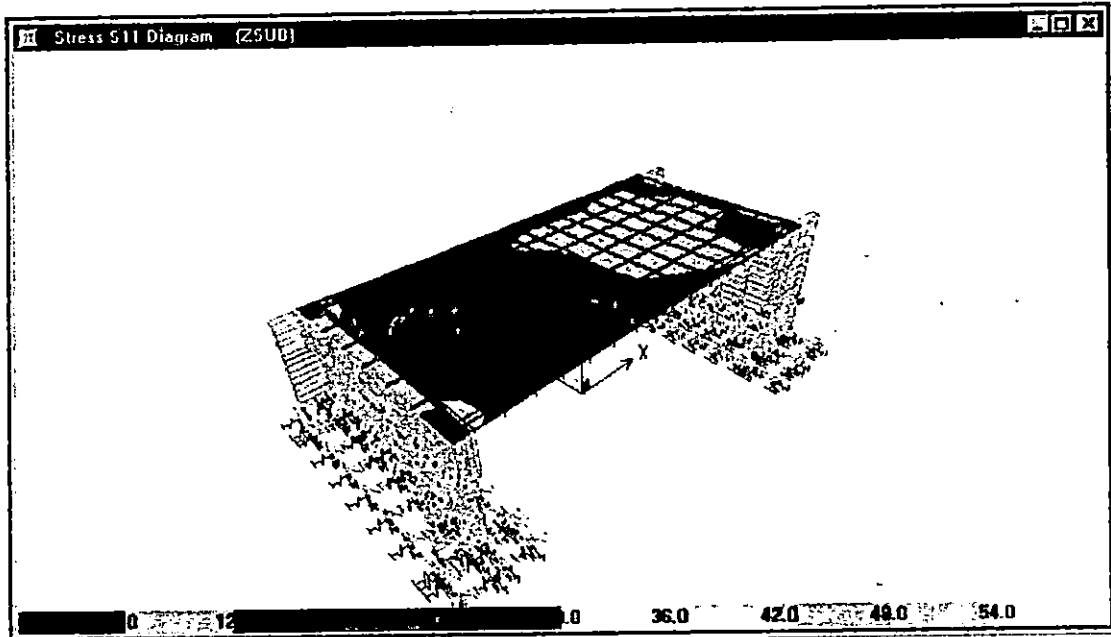


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO NORTE PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



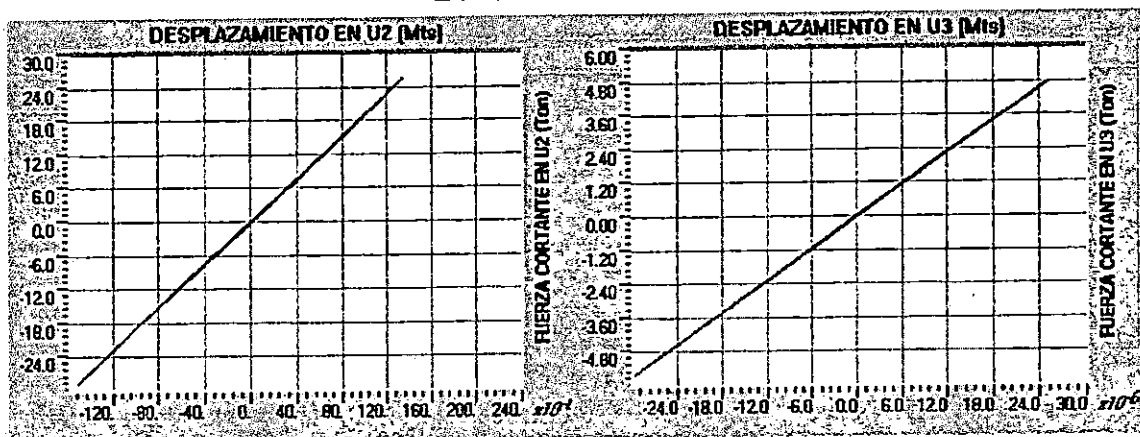
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL ESTRIBO SUR PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

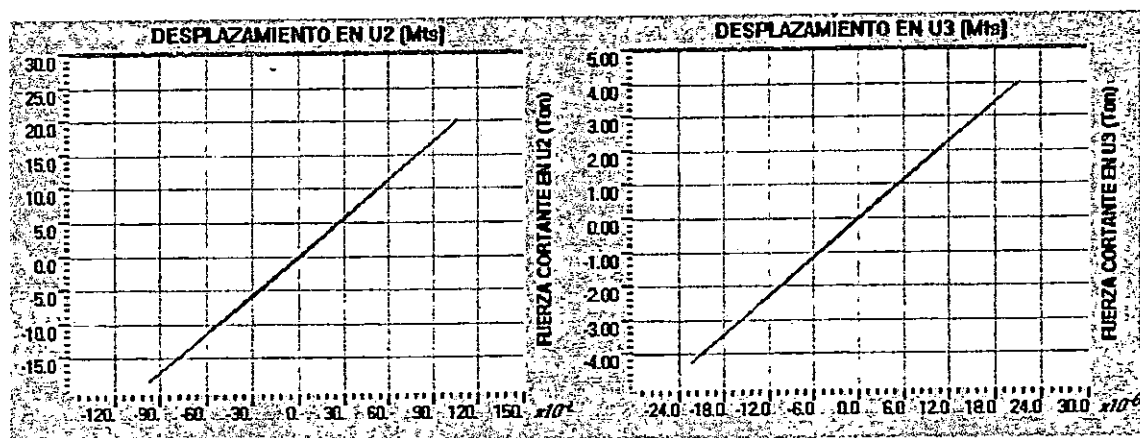


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

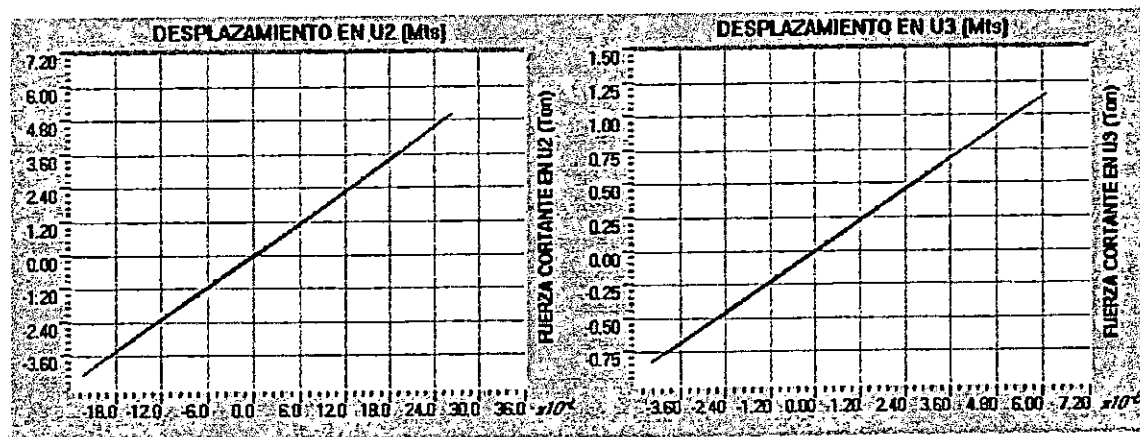
FIGURA No. 5.177 RELACIONES F - D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS.



A. REGISTRO DEL CIG.



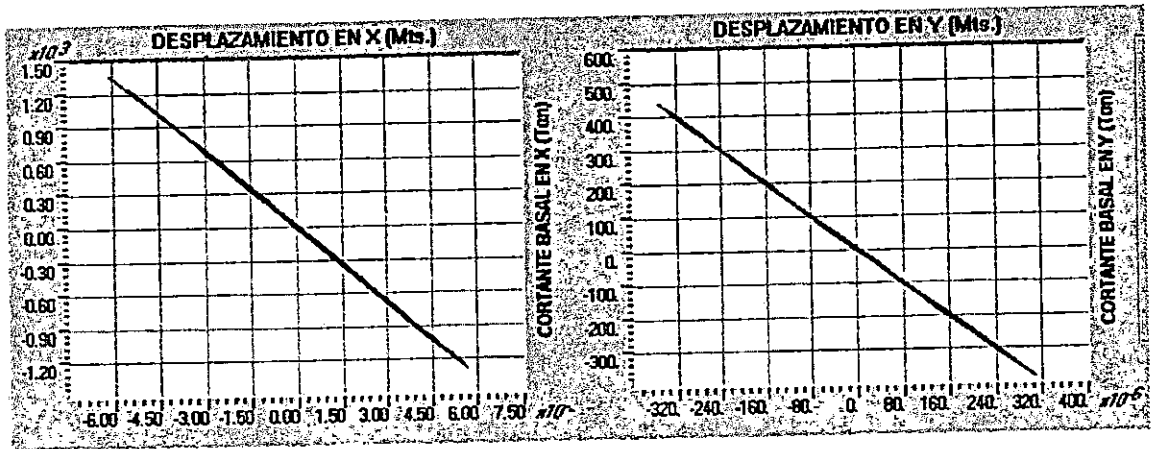
B. REGISTRO DEL IGN.



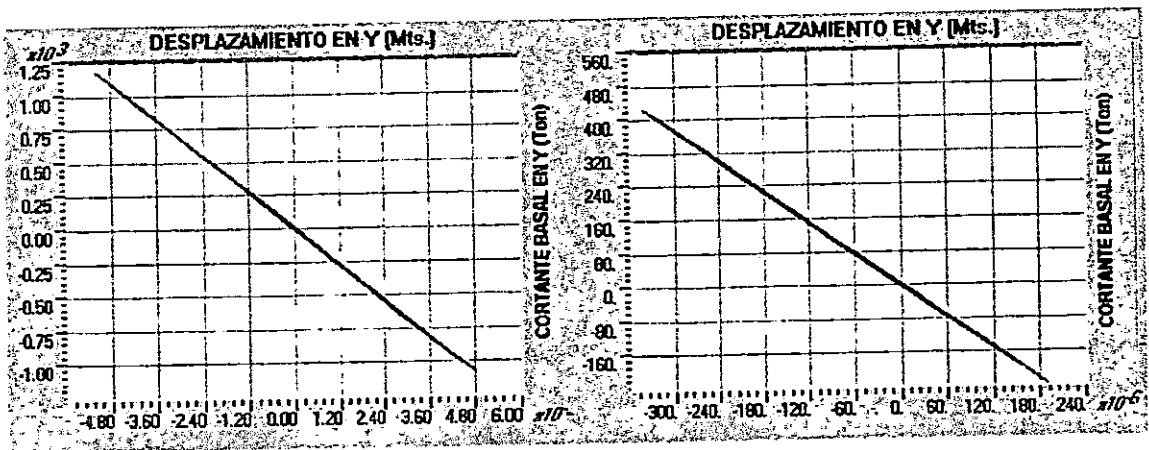
C. REGISTRO DE LA ZSUB.

**PUENTE MONTSERRAT.**

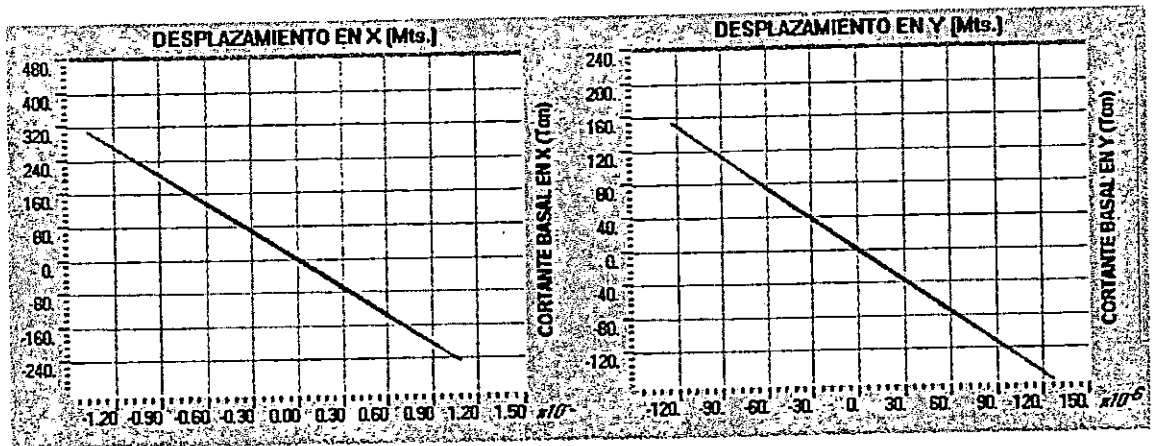
**FIGURA No. 5.178 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.**



**A. REGISTRO DEL CIG.**



**B. REGISTRO DEL IGN.**



**C. REGISTRO DE LA ZSUB.**

MODELO No. 3 PUENTE TENNESSE

ANALISIS NO LINEAL

TABLA No. 5.65 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.74790	0.0118	0.0009	0.0137	0.0118	0.0009	0.0137
2	0.67158	0.0002	0.0003	0.0574	0.0120	0.0012	0.0711
3	0.60774	0.0001	0.7372	37.9291	0.0121	0.7385	38.0002
4	0.60228	0.0000	11.4394	4.0576	0.0121	12.1778	42.0579
5	0.55748	0.0001	32.9740	0.0698	0.0122	45.1519	42.1277
6	0.28757	0.0151	0.0001	0.0002	0.0273	45.1520	42.1279
7	0.28087	0.0008	0.0002	0.0003	0.0281	45.1522	42.1282
8	0.27241	0.0004	0.0007	0.0006	0.0284	45.1529	42.1288
9	0.27118	0.0001	0.0000	0.0021	0.0285	45.1529	42.1309
10	0.26309	0.0001	0.0000	0.0000	0.0286	45.1529	42.1309
11	0.17003	0.1031	0.0043	0.0104	0.1317	45.1572	42.1413
12	0.16898	0.0073	0.0872	0.0332	0.1390	45.2444	42.1745
13	0.16850	0.0003	0.3530	0.0050	0.1394	45.5974	42.1795
14	0.16660	0.0005	0.0021	7.6057	0.1399	45.5994	49.7851
15	0.14956	0.0004	2.9664	0.0003	0.1403	48.5658	49.7854
16	0.12293	0.0001	1.2973	0.0000	0.1404	49.8631	49.7854
17	0.12139	0.1906	0.0041	0.0000	0.3310	49.8672	49.7854
18	0.12096	0.0063	0.0150	0.0002	0.3373	49.8822	49.7857
19	0.12053	0.0013	0.0043	0.0319	0.3386	49.8865	49.8176
20	0.11971	0.0011	2.3040	0.0001	0.3396	52.1905	49.8177

**PUENTE TENNESSE**

**ANALISIS NO LINEAL**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	1.12 - 1.28	0.11 - 0.165	0.30 - 0.60	0.12 - 0.18	0.35 - 0.40	0.196 - 0.224
HIST min*	IGN	1.44 - 1.26	0.165 - 0.11	0.60 - 0.30	0.18 - 0.12	0.40 - 0.35	0.252 - 0.224
HIST max	CIG	2.10 - 2.45	0.22 - 0.33	0.00 - 0.60	0.24 - 0.36	0.55 - 0.60	0.11 - 0.165
HIST min*	CIG	2.45 - 2.10	0.33 - 0.22	0.60 - 0.00	0.36 - 0.24	0.60 - 0.50	0.165 - 0.11
HIST max	ZSUB	0.455 - 0.52	0.040 - 0.060	0.11 - 0.22	0.066 - 0.088	0.14 - 0.16	0.066 - 0.077
HIST min*	ZSUB	0.495 - 0.44	0.066 - 0.044	0.24 - 0.12	0.088 - 0.066	0.171 - 0.152	0.099 - 0.088

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.66 VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.64 - 0.80	0.275 - 0.33	1.80 - 2.10	0.30 - 0.36	0.15 - 0.20	0.168 - 0.196
HIST min*	IGN	0.90 - 0.72	0.33 - 0.275	2.40 - 2.10	0.36 - 0.30	0.20 - 0.15	0.224 - 0.196
HIST max	CIG	1.40 - 1.75	0.55 - 0.66	3.60 - 4.20	0.60 - 0.72	0.30 - 0.40	0.385 - 0.44
HIST min*	CIG	1.75 - 1.40	0.66 - 0.55	4.80 - 4.20	0.96 - 0.84	0.40 - 0.30	0.44 - 0.385
HIST max	ZSUB	0.195 - 0.260	0.10 - 0.12	0.55 - 0.66	0.132 - 0.154	0.06 - 0.08	0.055 - 0.066
HIST min*	ZSUB	0.33 - 0.275	0.11 - 0.088	0.96 - 0.84	0.176 - 0.154	0.076 - 0.057	0.088 - 0.077

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.67 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

**PUENTE TENNESSE**

**ANALISIS NO LINEAL.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.00 - 2.80	0.00 - 0.65	0.00 - 2.20	0.00 - 0.06	0.00 - 0.045
HIST min*	IGN	2.50 - 0.00	0.65 - 0.00	2.00 - 0.00	0.06 - 0.00	0.040 - 0.00
HIST max	CIG	0.00 - 5.50	0.00 - 1.30	0.00 - 4.00	0.00 - 0.12	0.00 - 0.085
HIST min*	CIG	5.00 - 0.00	1.30 - 0.00	4.00 - 0.00	0.12 - 0.00	0.075 - 0.00
HIST max	ZSUB	0.00 - 1.10	0.00 - 0.24	0.00 - 0.70	0.026 - 0.052	0.00 - 0.018
HIST min*	ZSUB	1.00 - 0.00	0.24 - 0.00	0.70 - 0.00	0.052 - 0.026	0.012 - 0.00

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.68 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

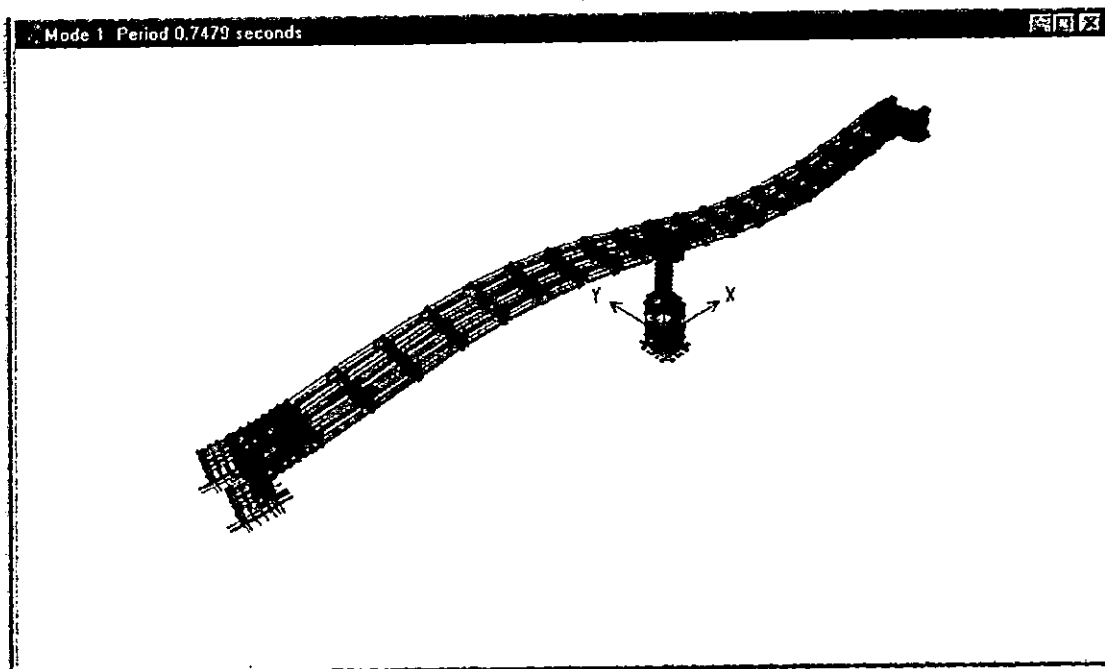
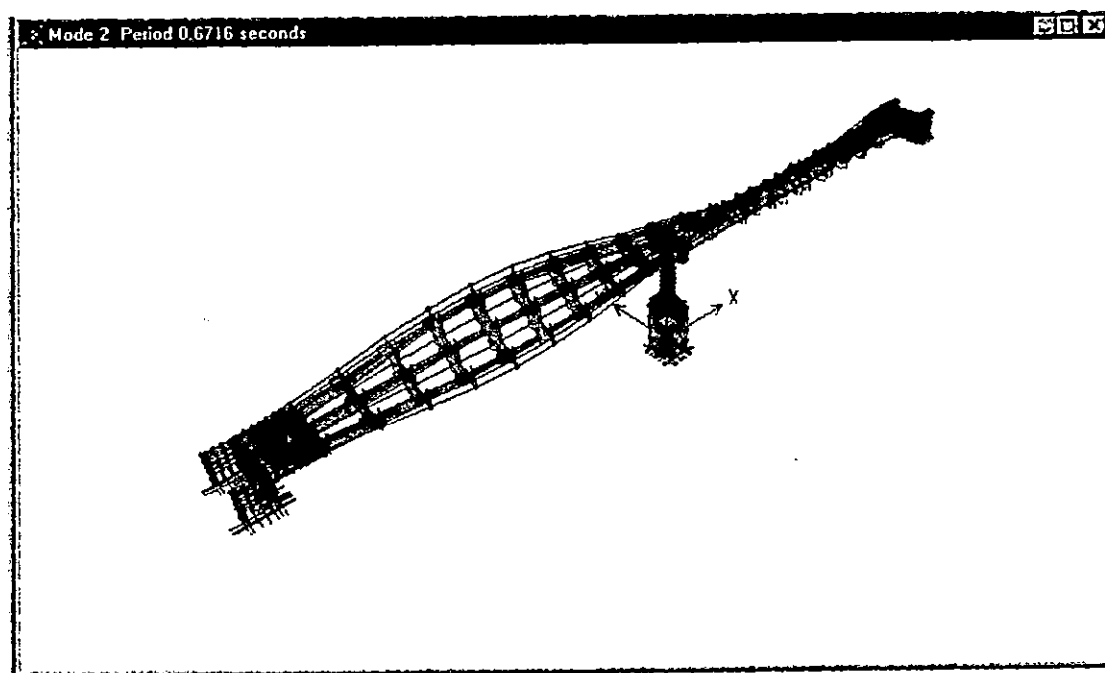
HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	5.60 - 8.40	1.95 - 2.60	13.20 - 15.40	0.18 - 0.24	0.18 - 0.225
HIST min*	IGN	7.50 - 5.00	2.60 - 1.95	16.00 - 14.00	0.18 - 0.12	0.200 - 0.160
HIST max	CIG	11.00 - 16.50	3.90 - 5.20	28.00 - 32.00	0.36 - 0.48	0.34 - 0.425
HIST min*	CIG	15.00 - 10.00	3.90 - 2.60	32.00 - 28.00	0.60 - 0.48	0.375 - 0.300
HIST max	ZSUB	1.10 - 2.20	0.48 - 0.72	3.50 - 4.20	0.078 - 0.104	0.090 - 0.108
HIST min*	ZSUB	2.00 - 1.00	0.72 - 0.48	4.20 - 3.50	0.130 - 0.104	0.072 - 0.060

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

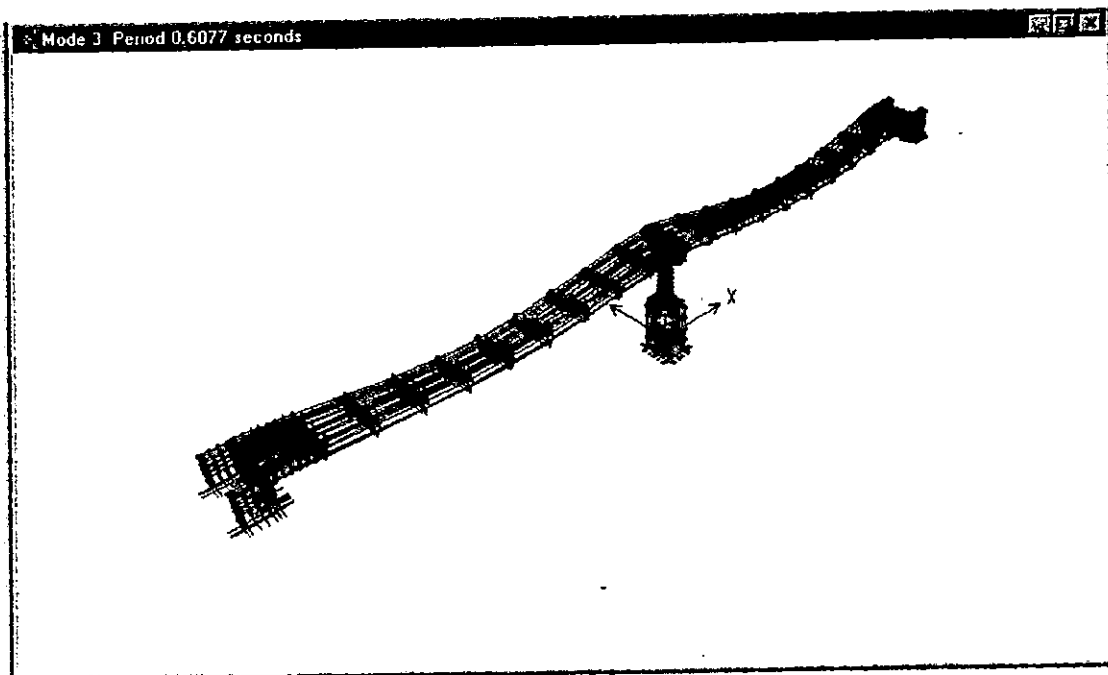
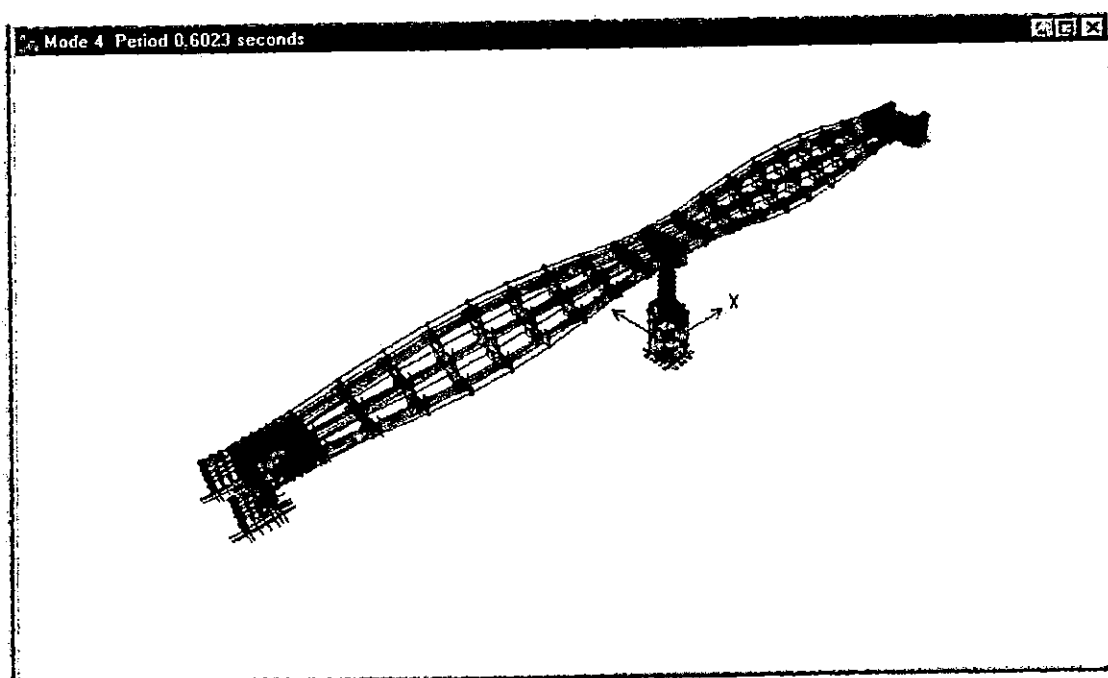
**TABLA No. 5.69 VARIACION DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

FIGURA No. 5.179 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE TENNESSE.

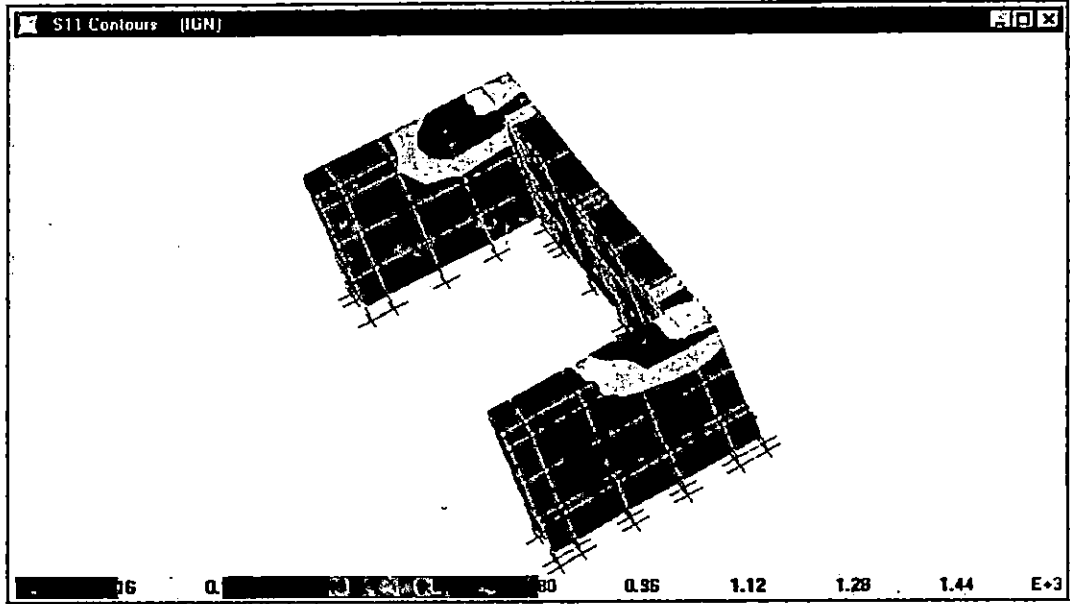
A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.7479$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.6716$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE TENNESSE. (CONT)

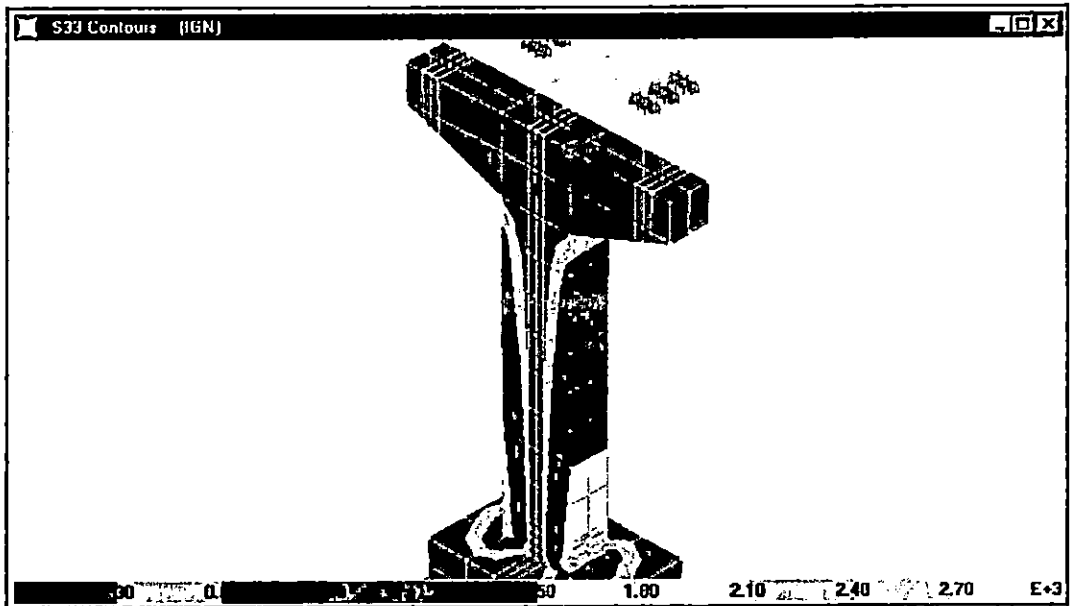
C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.6077$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.6023$  Seg.

**PUENTE TENNESSEE.**

**FIGURA No. 5.180 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.**

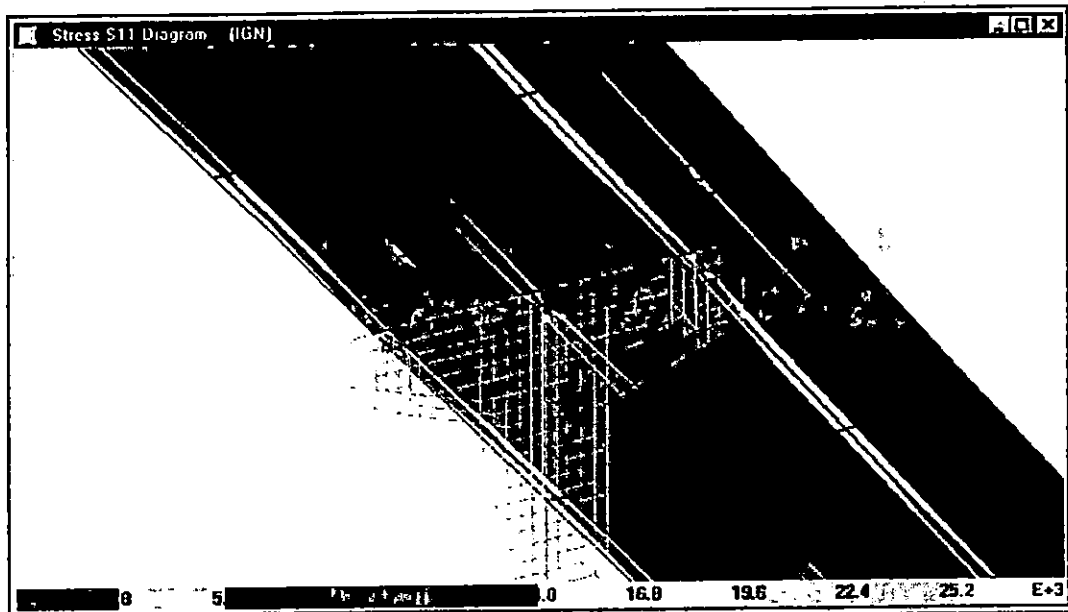


**A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

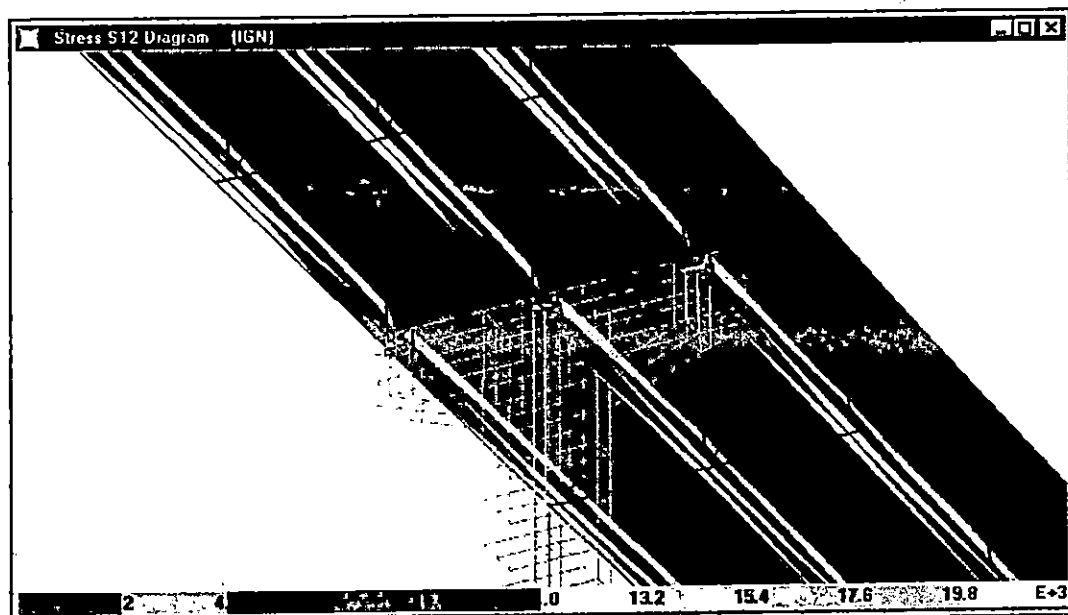


**B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

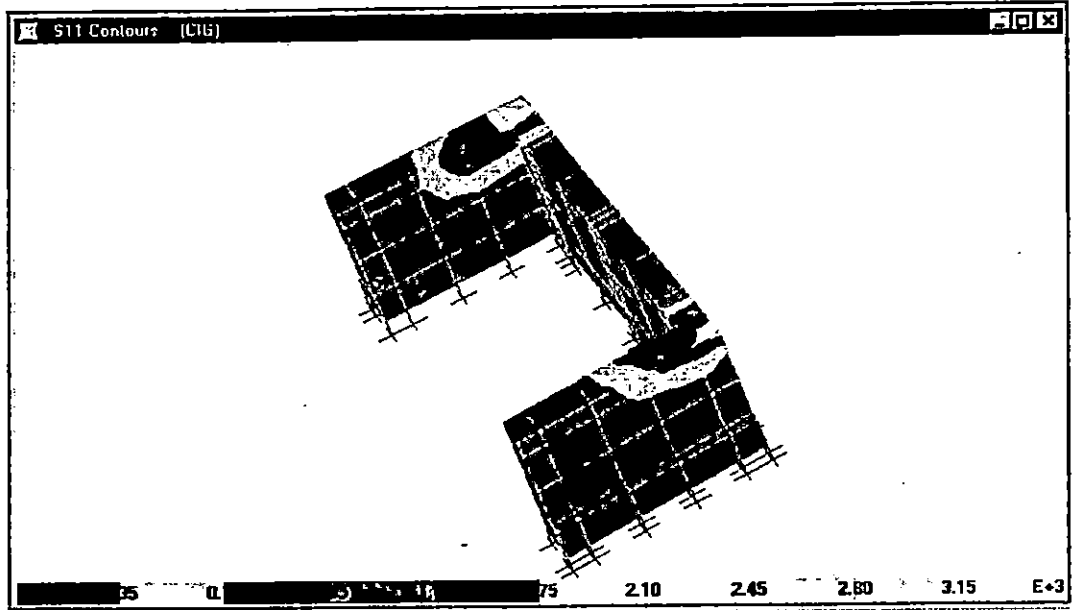


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

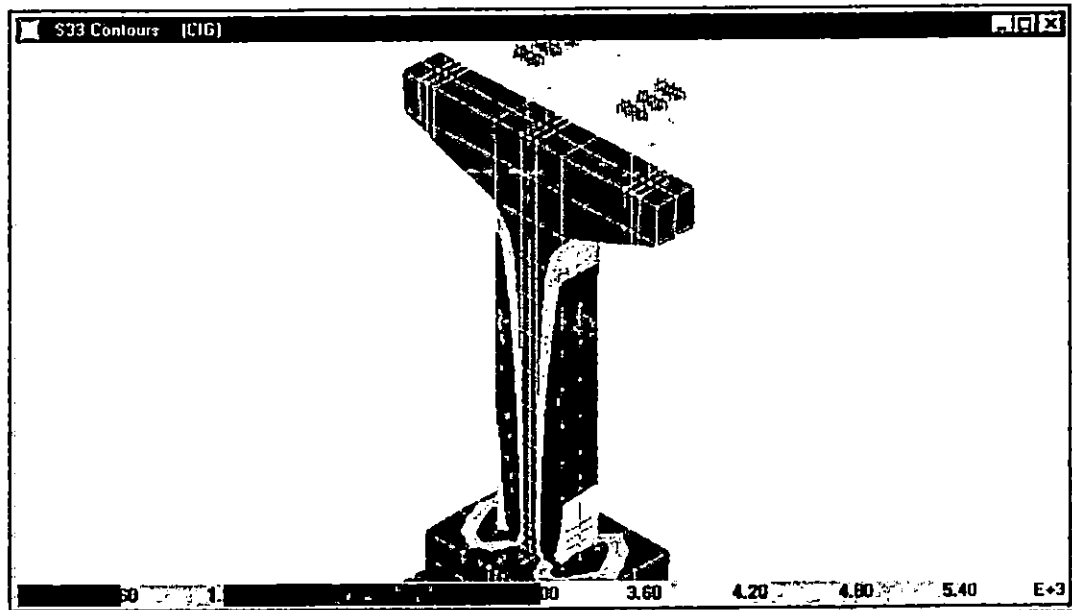


D. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.181 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

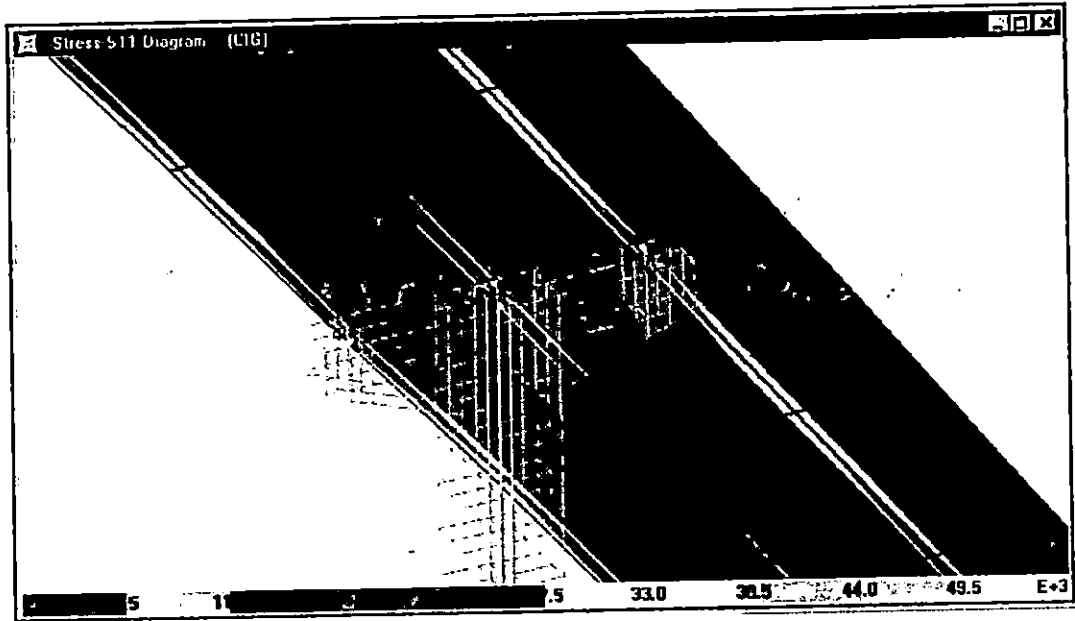


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

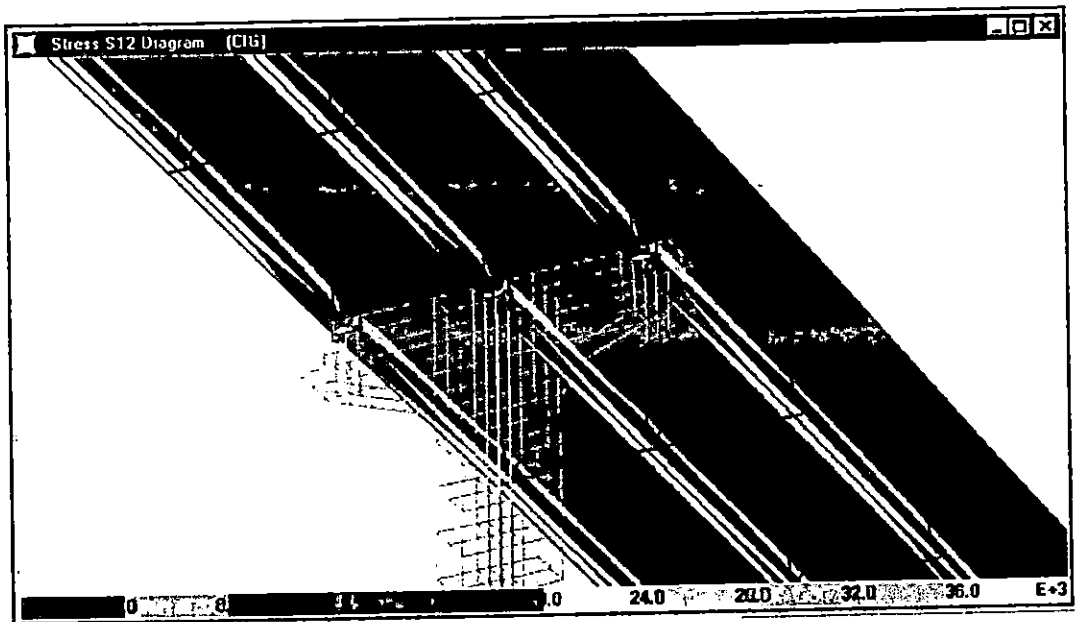


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

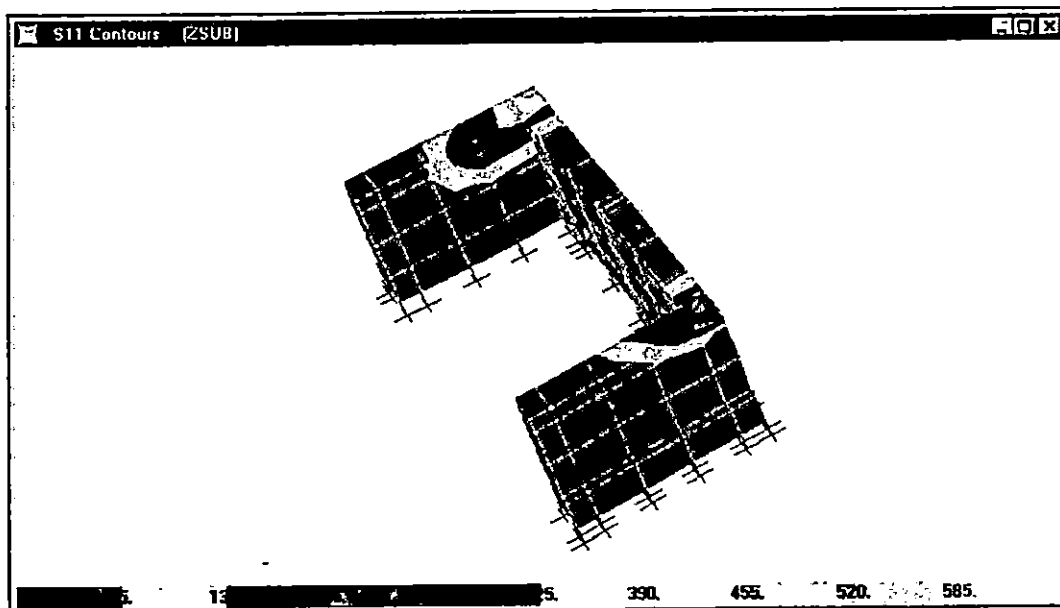


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

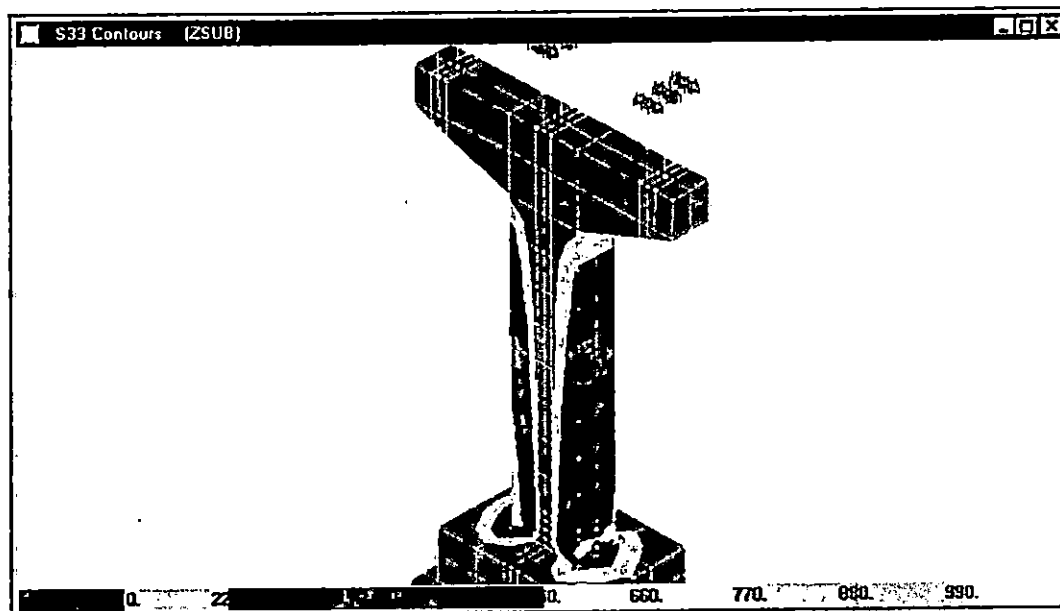


D. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.182 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

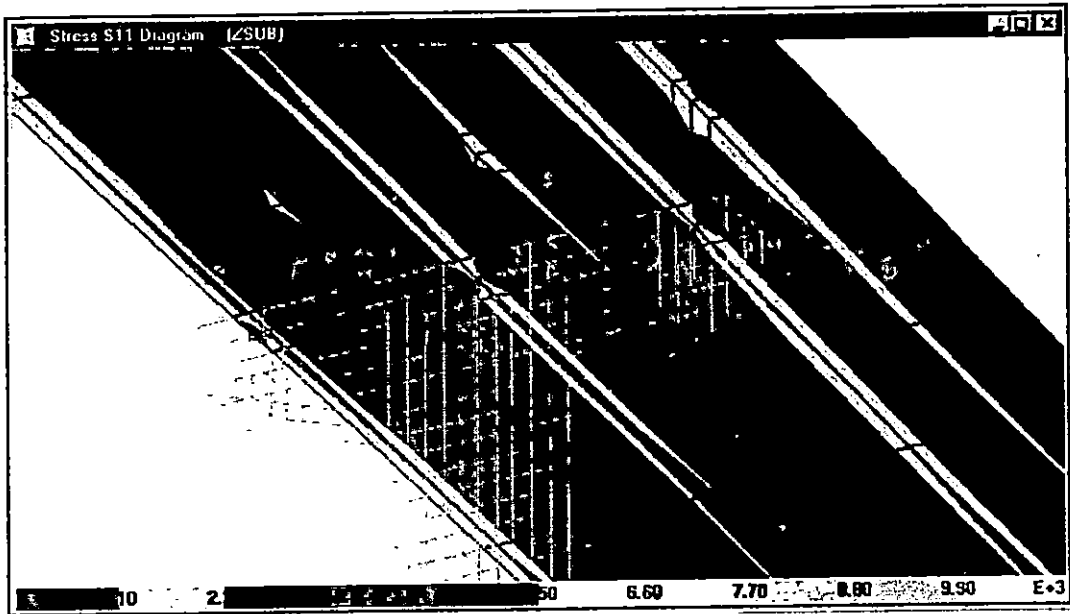


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

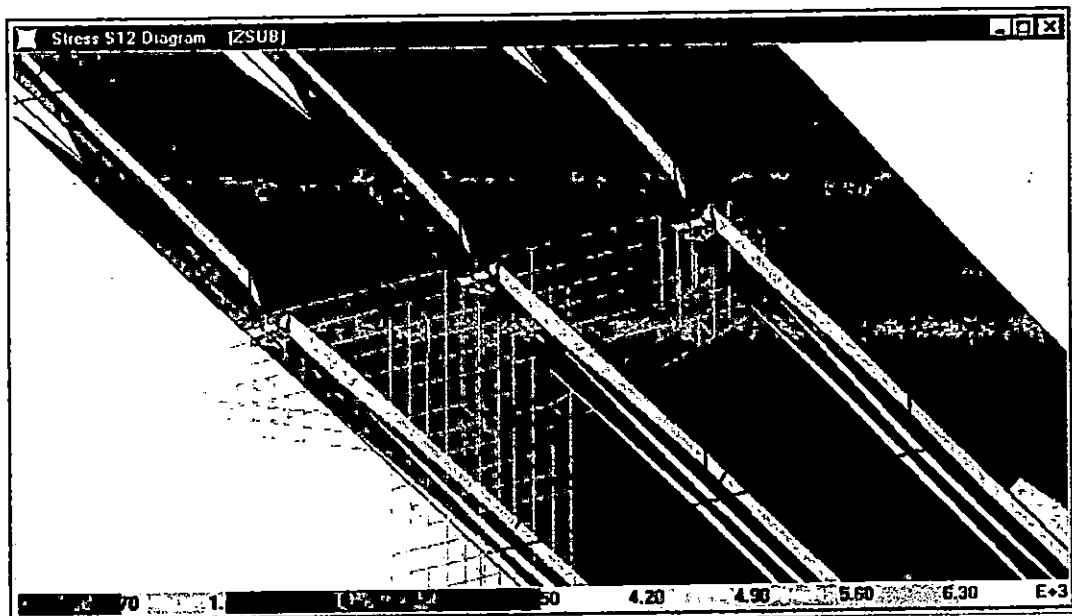


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

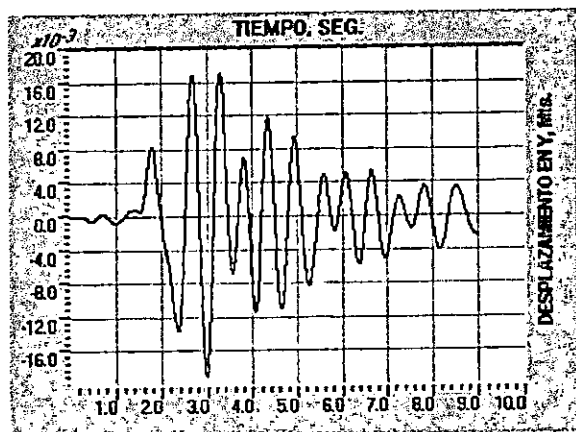


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

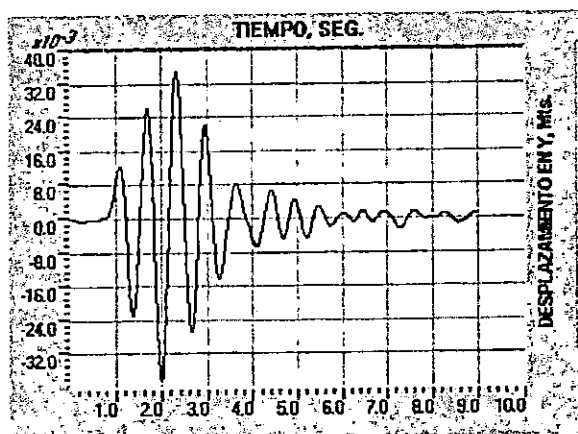


D. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA

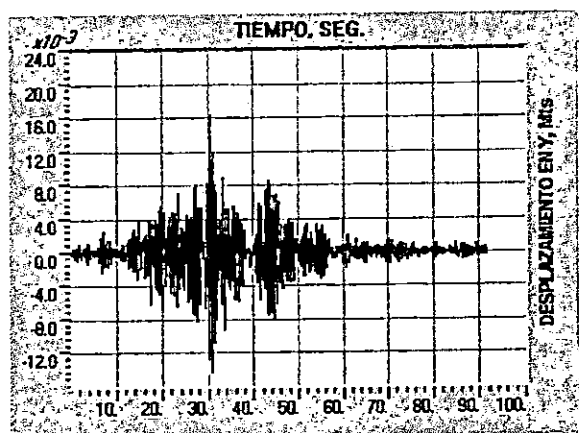
FIGURA No. 5.183 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE TENNESSEE.



A. REGISTRO DEL CIG.



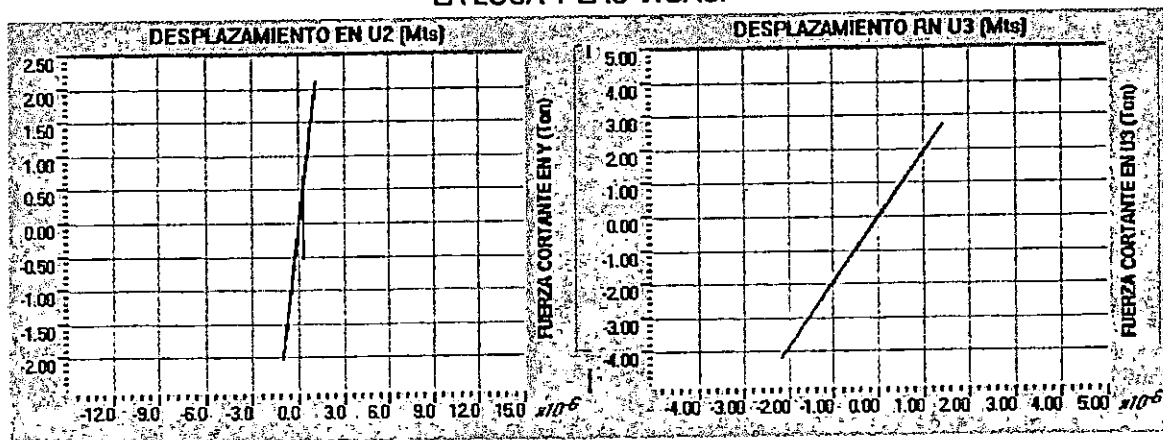
B. REGISTRO DEL IGN.



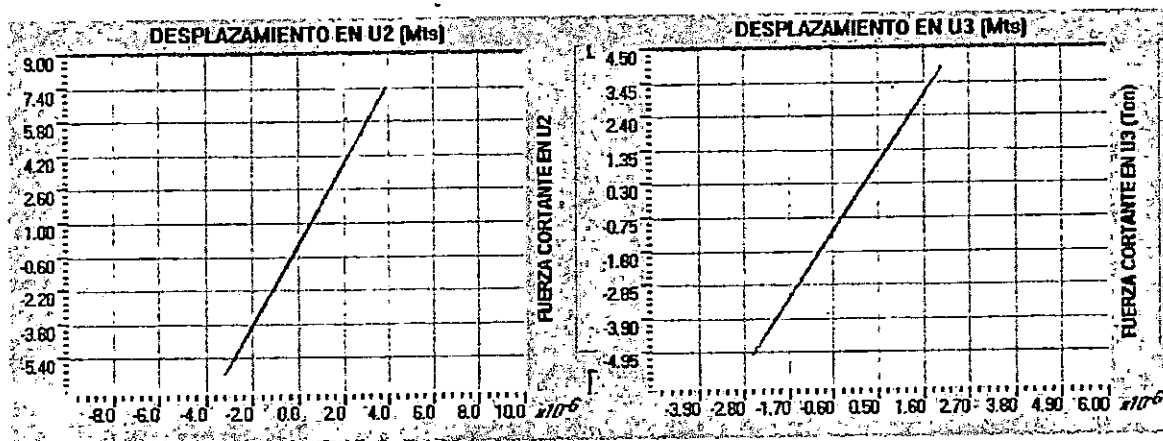
C. REGISTRO DE LA ZSUB.

## PUENTE TENNESSEE.

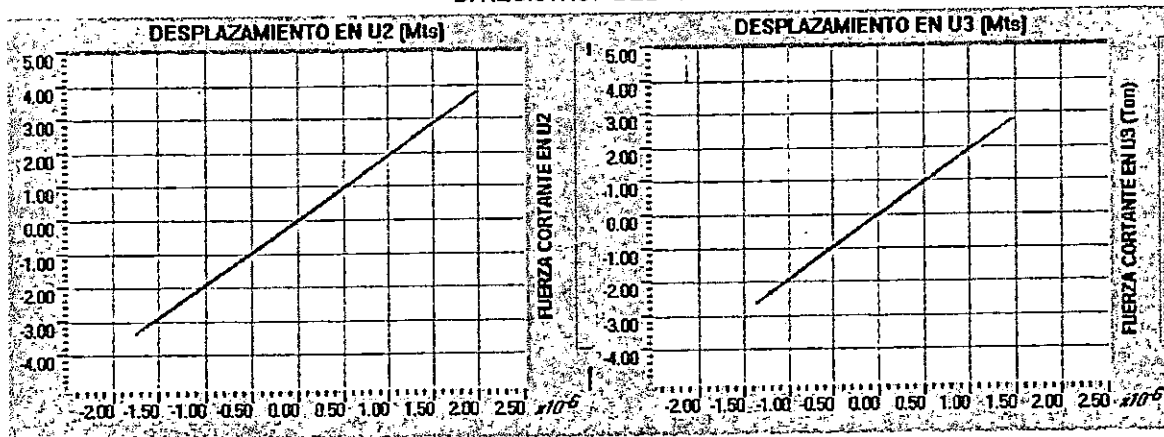
FIGURA No. 5.184 RELACIONES F - D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS.



A. REGISTRO DE LA ZSUB.

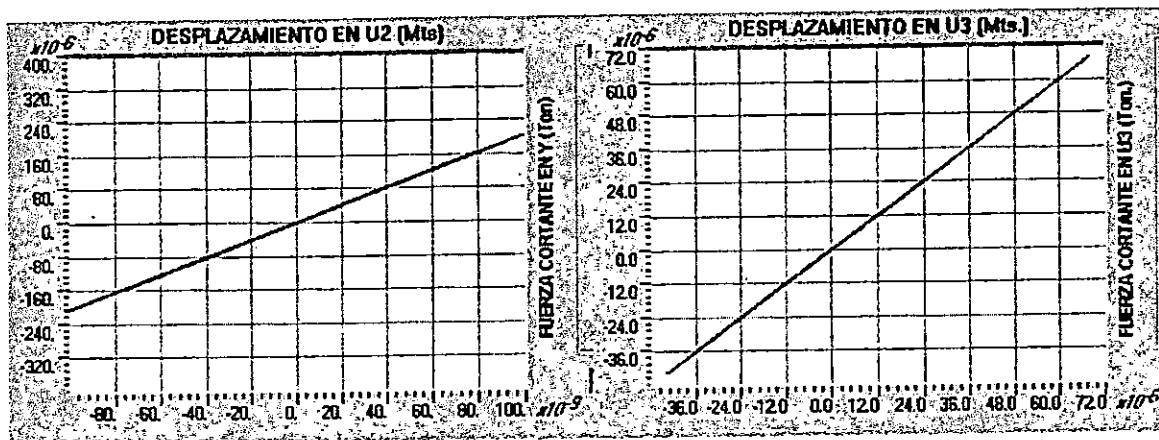


B. REGISTRO DEL CIG.

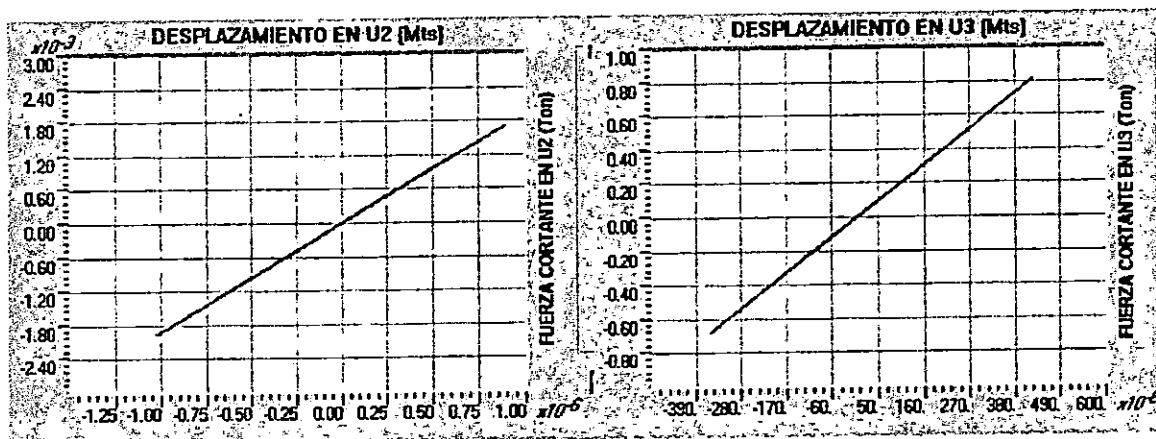


C. REGISTRO DEL IGN.

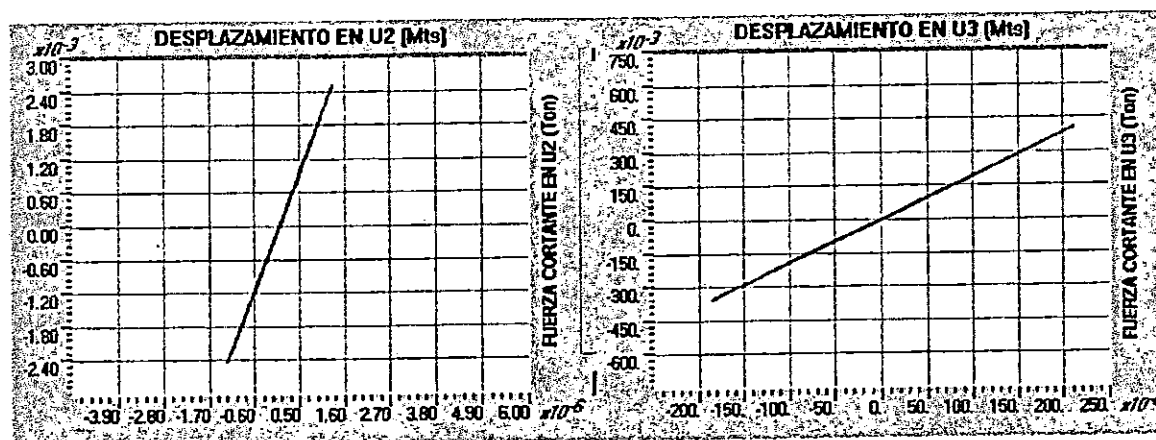
FIGURA No. 5.185 RELACIONES F – D PARA LOS APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA EN LA PILA CENTRAL.



A. REGISTRO DE LA ZSUB.

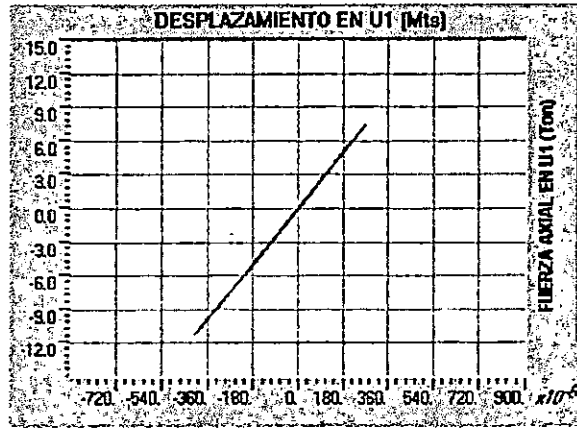


B. REGISTRO DEL CIG.

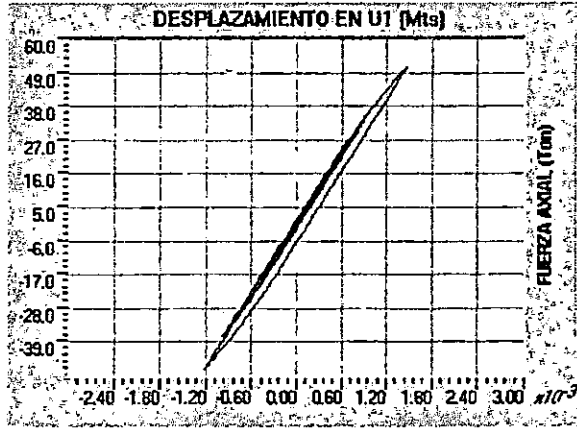


C. REGISTRO DEL IGN.

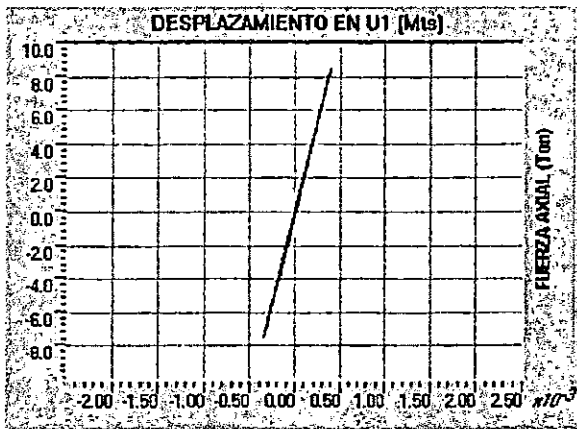
FIGURA No. 5.185 a RELACIONES F – D PARA LOS ARRIOSTRAMIENTOS.



A. REGISTRO DE LA ZSUB.



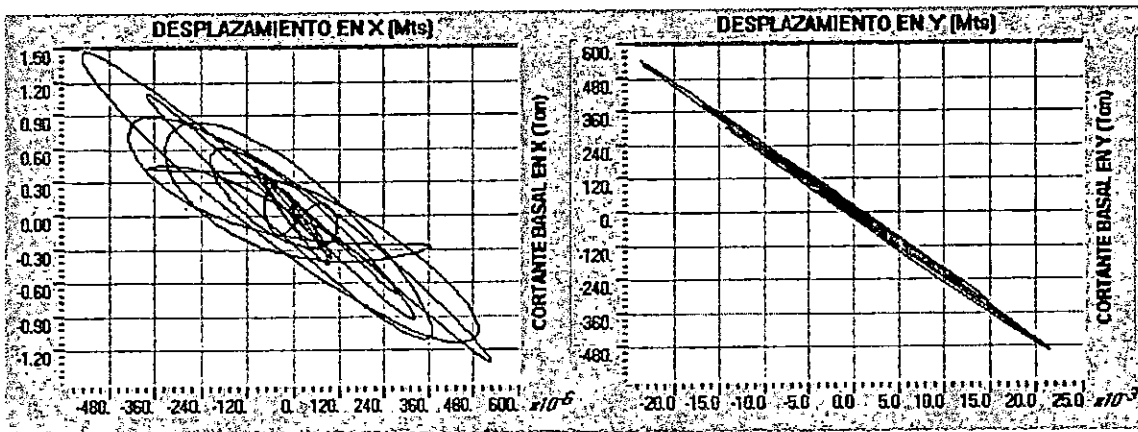
B. REGISTRO DEL CIG.



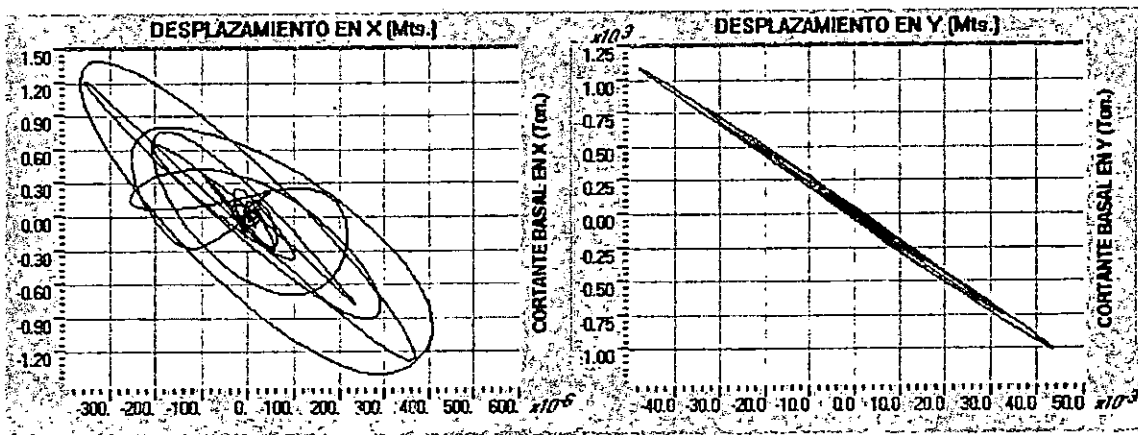
C. REGISTRO DEL IGN.

**PUENTE TENNESSE.**

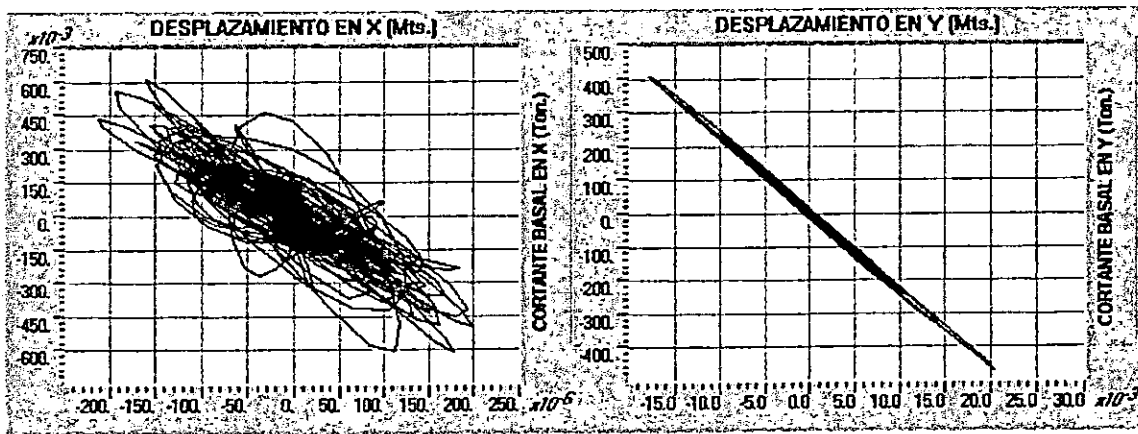
**FIGURA No. 5.186 RELACION CORTANTE BASAL – DESPLAZAMIENTO EN LA PILA.**



**A. REGISTRO DEL CIG.**

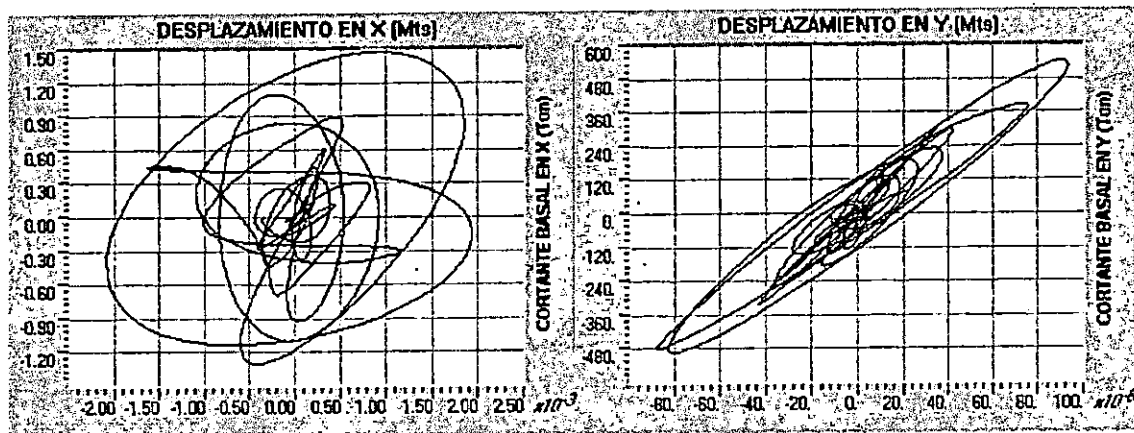


**B. REGISTRO DEL IGN.**

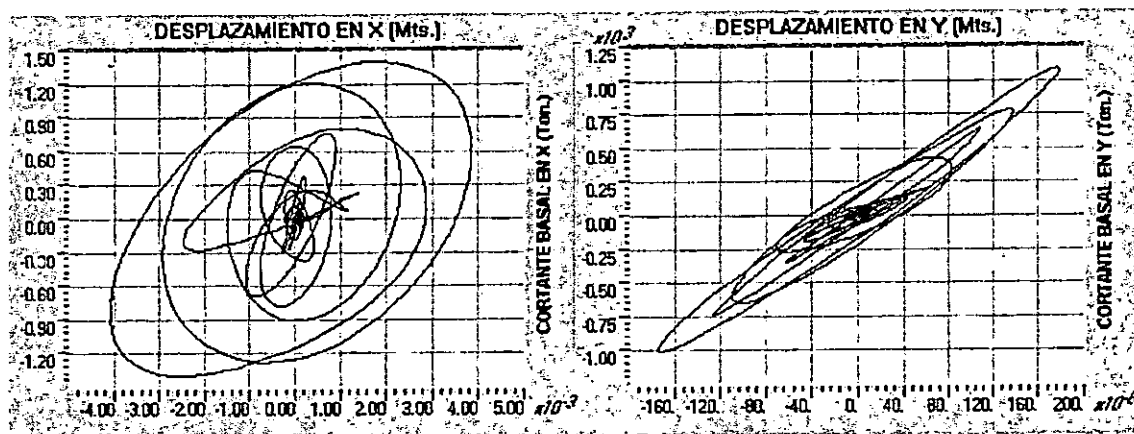


**C. REGISTRO DE LA ZSUB.**

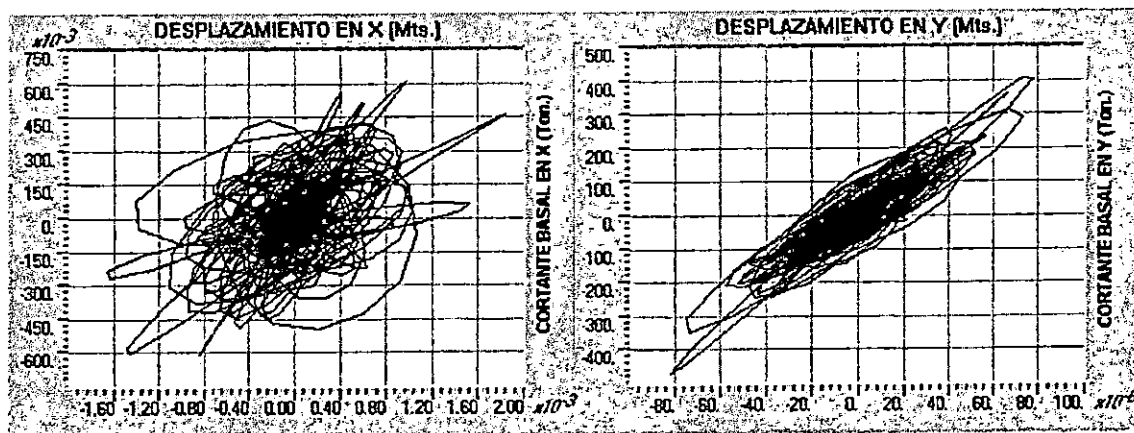
FIGURA No. 5.187 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.



A. REGISTRO DEL CIG.



B. REGISTRO DEL IGN.



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

MODELO No. 3 PUENTE TENNESSE

ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

TABLA No. 5.70 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.76171	0.0390	0.0010	0.0097	0.0390	0.0010	0.0097
2	0.67760	0.0003	0.0006	0.0539	0.0393	0.0016	0.0635
3	0.61921	0.0001	24.1703	1.8082	0.0393	24.1720	1.8717
4	0.61531	0.0001	1.7481	38.0009	0.0394	25.9201	39.8727
5	0.57365	0.0002	18.2417	0.1291	0.0397	44.1618	40.0018
6	0.29061	0.0762	0.0001	0.0002	0.1159	44.1618	40.0019
7	0.28154	0.0010	0.0000	0.0003	0.1169	44.1619	40.0022
8	0.27504	0.0010	0.0001	0.0011	0.1179	44.1620	40.0033
9	0.27369	0.0002	0.0023	0.0015	0.1181	44.1643	40.0048
10	0.27316	0.0000	0.0012	0.0047	0.1181	44.1654	40.0096
11	0.17127	0.4223	0.0011	0.0030	0.5405	44.1665	40.0126
12	0.16938	0.0079	0.2587	0.0505	0.5484	44.4252	40.0631
13	0.16899	0.0000	0.3547	0.0000	0.5484	44.7799	40.0631
14	0.16754	0.0007	0.0029	7.2138	0.5491	44.7828	47.2769
15	0.15470	0.0008	1.9423	0.0004	0.5499	46.7251	47.2773
16	0.12388	0.0000	4.3177	0.0000	0.5500	51.0428	47.2773
17	0.12236	1.2531	0.0015	0.0000	1.8030	51.0443	47.2773
18	0.12158	0.0099	1.7640	0.0001	1.8129	52.8083	47.2774
19	0.12117	0.0033	0.1041	0.0017	1.8162	52.9124	47.2791
20	0.12107	0.0003	0.0007	0.0170	1.8165	52.9130	47.2960

**PUENTE TENNESSE**

**ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	1.120 - 1.280	0.180 - 0.240	0.700 - 1.05	0.130 - 0.195	0.275 - 0.330	0.160 - 0.200
HIST min*	IGN	1.360 - 1.190	0.240 - 0.180	1.050 - 0.700	0.195 - 0.130	0.330 - 0.275	0.280 - 0.240
HIST max	CIG	2.100 - 2.450	0.360 - 0.480	1.300 - 1.950	0.260 - 0.390	0.550 - 0.660	0.450 - 0.525
HIST min*	CIG	2.800 - 2.450	0.480 - 0.360	1.300 - 1.950	0.390 - 0.260	0.660 - 0.550	0.560 - 0.480
HIST max	ZSUB	1.050 - 1.200	0.150 - 0.200	0.840 - 1.120	0.110 - 0.165	0.225 - 0.270	0.210 - 0.245
HIST min*	ZSUB	1.120 - 0.980	0.200 - 0.150	0.840 - 0.560	0.165 - 0.110	0.270 - 0.225	0.245 - 0.210

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.71 VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.640 - 0.800	0.240 - 0.300	2.100 - 2.450	0.390 - 0.455	0.165 - 0.220	0.160 - 0.200
HIST min*	IGN	0.850 - 0.680	0.360 - 0.300	2.450 - 2.100	0.520 - 0.455	0.220 - 0.165	0.240 - 0.200
HIST max	CIG	1.400 - 1.750	0.480 - 0.600	3.900 - 4.550	0.780 - 0.910	0.330 - 0.440	0.300 - 0.375
HIST min*	CIG	1.750 - 1.400	0.600 - 0.480	5.20 - 4.550	0.780 - 0.650	0.440 - 0.330	0.480 - 0.400
HIST max	ZSUB	0.600 - 0.750	0.250 - 0.300	1.960 - 2.240	0.330 - 0.385	0.135 - 0.180	0.140 - 0.175
HIST min*	ZSUB	0.840 - 0.700	0.300 - 0.250	1.960 - 1.680	0.385 - 0.330	0.180 - 0.135	0.175 - 0.140

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.72 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

**PUENTE TENNESSE**

**ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.000 - 3.000	0.000 - 0.700	0.000 - 2.200	0.000 - 0.065	0.0000 - 0.050
HIST min*	IGN	2.800 - 0.000	0.700 - 0.000	2.200 - 0.000	0.065 - 0.000	0.045 - 0.000
HIST max	CIG	0.000 - 6.000	0.000 - 1.400	0.000 - 4.500	0.000 - 0.130	0.000 - 0.100
HIST min*	CIG	6.000 - 0.000	1.400 - 0.000	4.500 - 0.000	0.130 - 0.000	0.085 - 0.000
HIST max	ZSUB	0.000 - 2.400	0.000 - 0.600	0.000 - 1.900	0.000 - 0.550	0.000 - 0.350
HIST min*	ZSUB	2.600 - 0.000	0.600 - 0.000	1.900 - 0.000	0.550 - 0.000	0.350 - 0.000

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.73 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

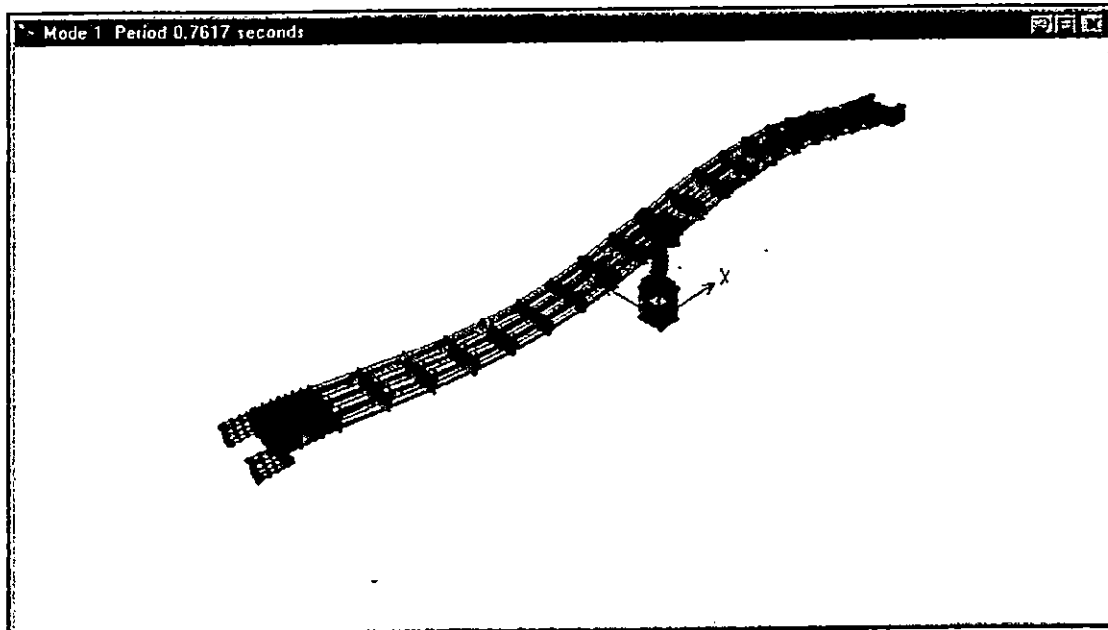
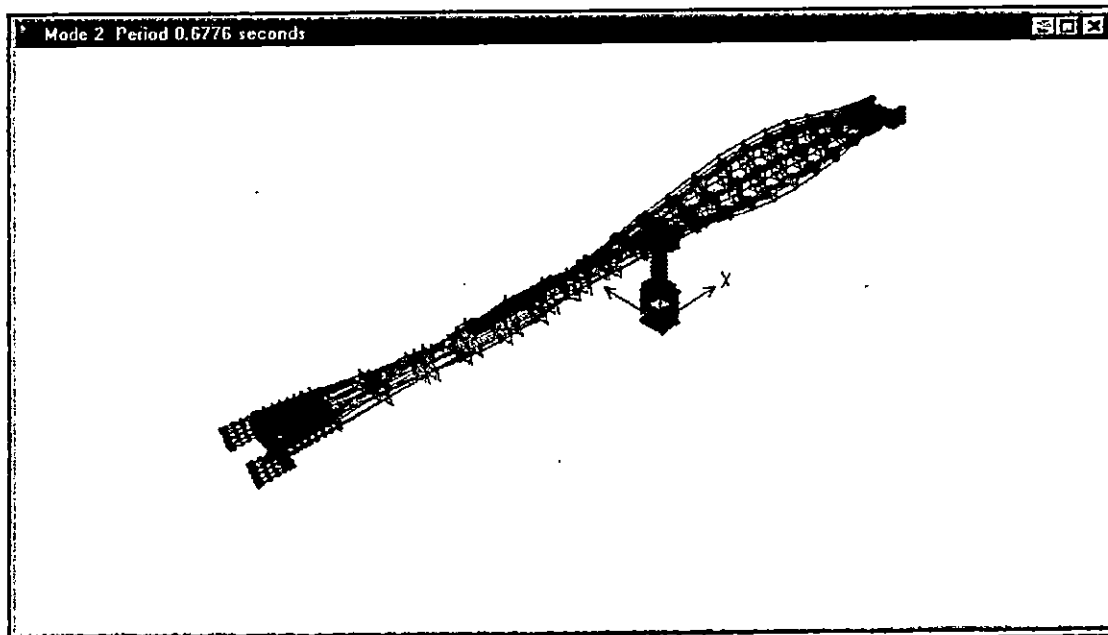
HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	6.000 - 9.000	2.100 - 2.800	13.200 - 15.400	0.130 - 0.195	0.150 - 0.200
HIST min*	IGN	11.200 - 8.400	2.800 - 2.100	17.600 - 15.400	0.260 - 0.195	0.225 - 0.180
HIST max	CIG	12.000 - 18.000	4.200 - 5.600	27.000 - 31.500	0.260 - 0.390	0.300 - 0.400
HIST min*	CIG	18.000 - 12.000	4.200 - 2.800	36.000 - 31.500	0.390 - 0.260	0.425 - 0.340
HIST max	ZSUB	4.800 - 7.200	1.800 - 2.400	13.300 - 15.200	0.165 - 0.220	0.140 - 0.175
HIST min*	ZSUB	10.400 - 7.800	2.400 - 1.800	15.200 - 13.300	0.220 - 0.165	0.175 - 0.140

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

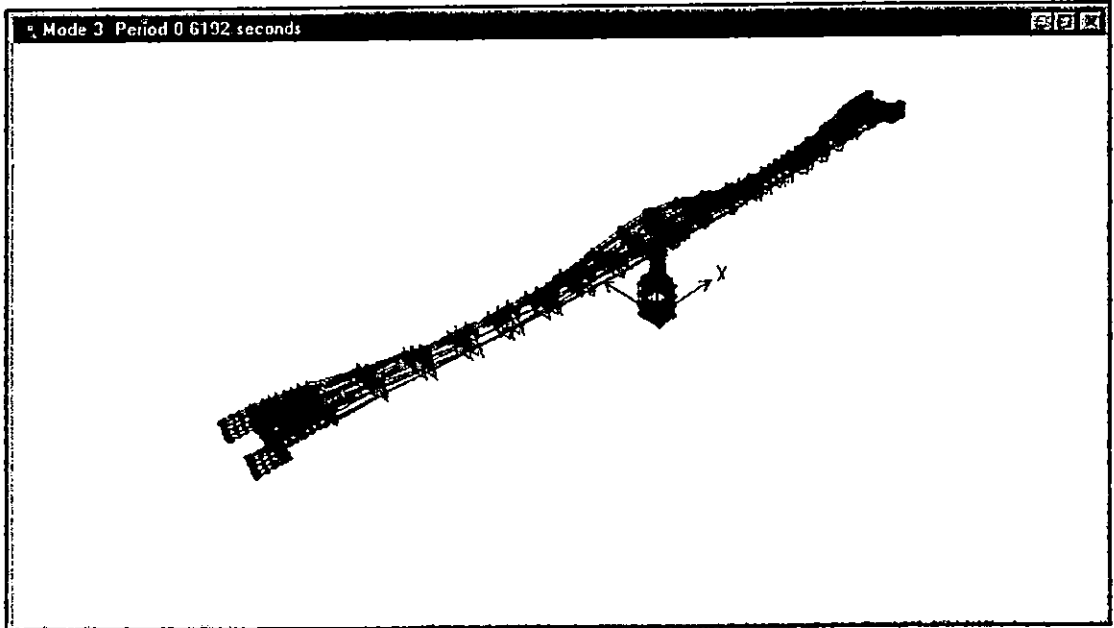
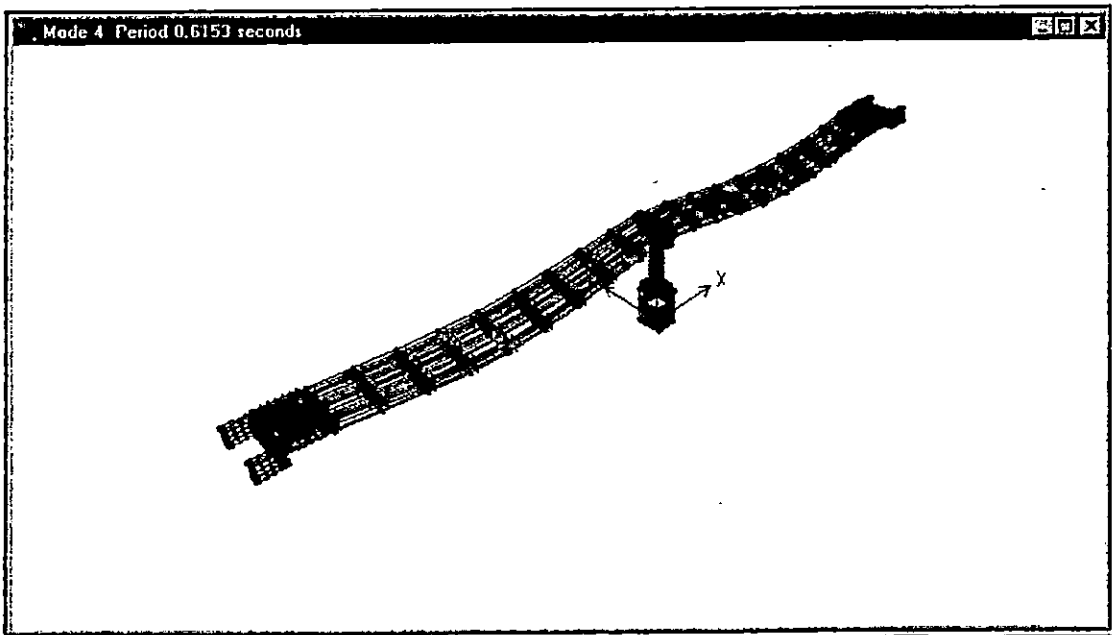
**TABLA No. 5.74 VARIACION DE ESFUERZOS EN LAS VIGAS.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

FIGURA No. 5.188 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE TENNESSEE.

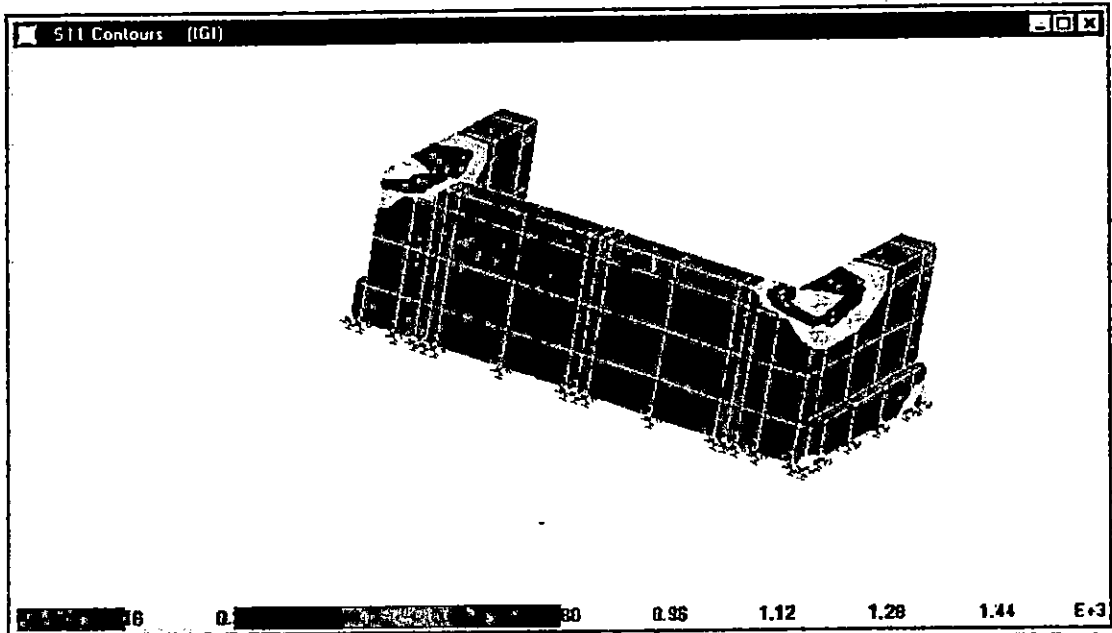
A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.7617$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.6776$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE TENNESSEE. (CONT)

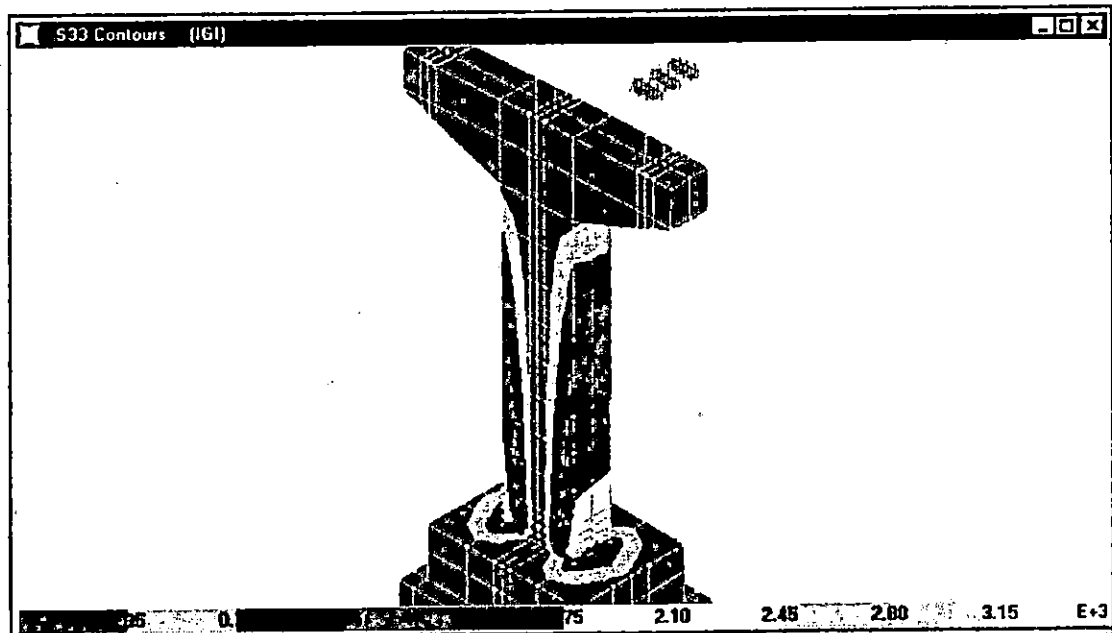
C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.6192$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.6153$  Seg.

## PUENTE TENNESSEE.

FIGURA No. 5.189 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.

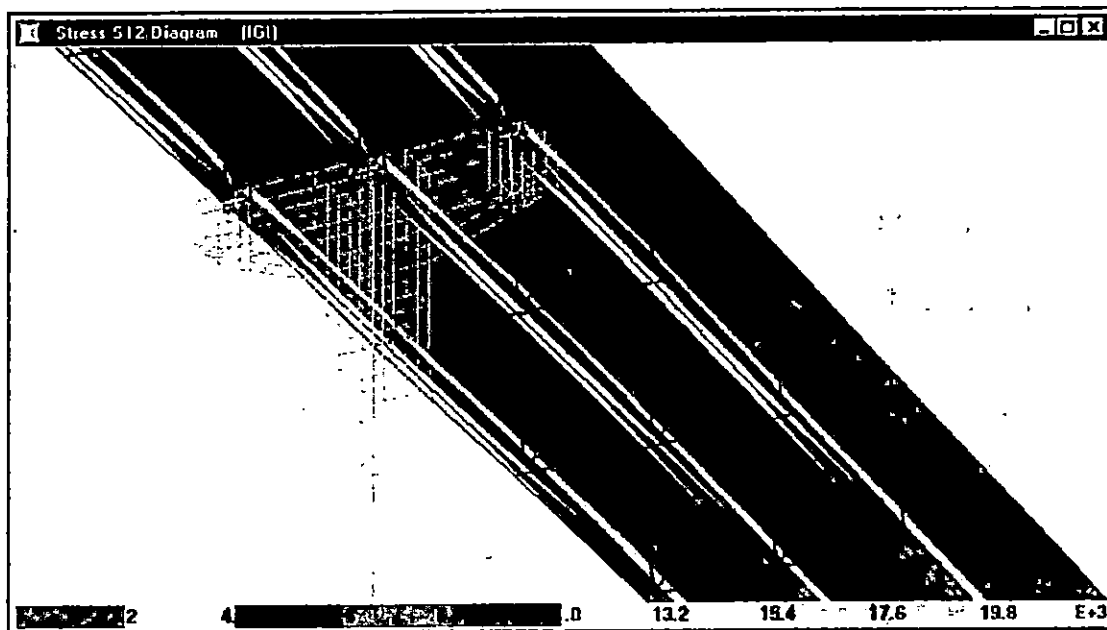


A. DIAGRAMA DE ESUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



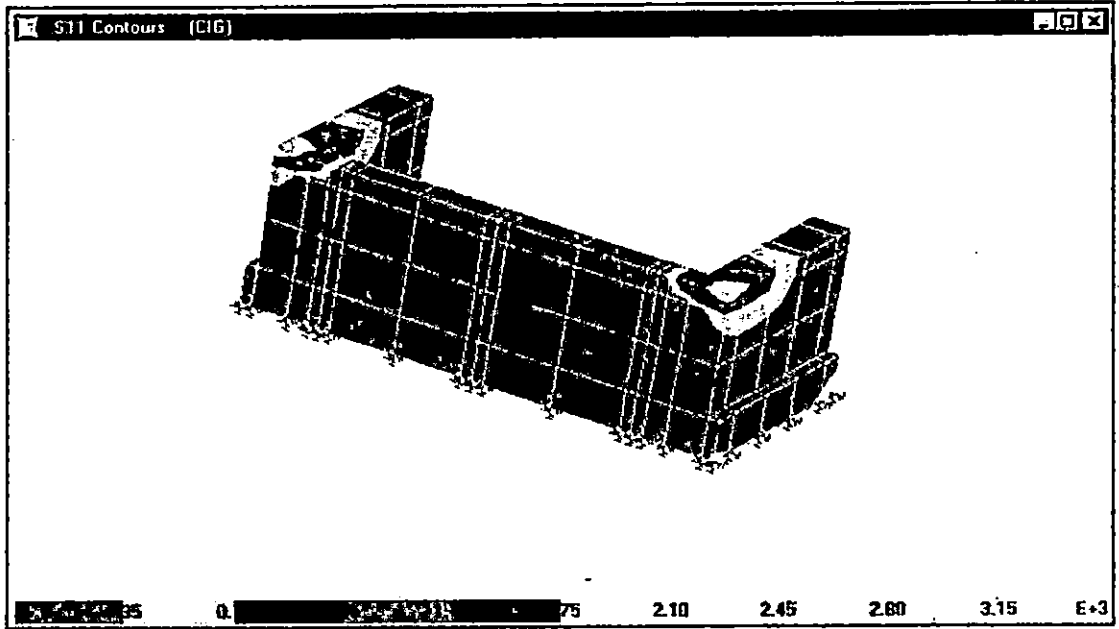
B. DIAGRAMA DE ESUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

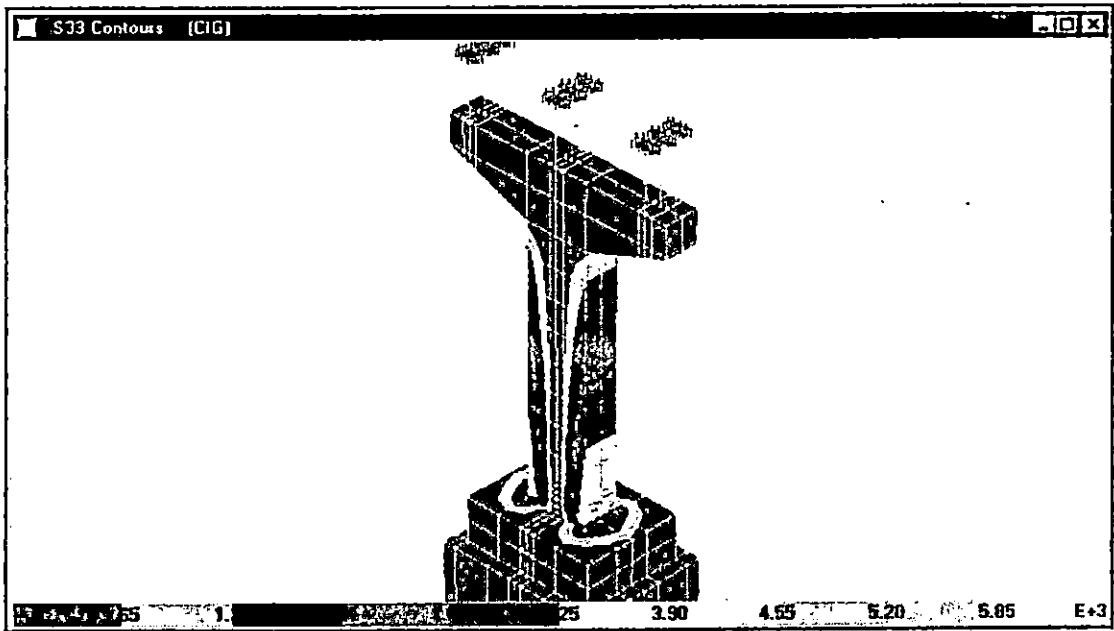


C. DIAGRAMA DE ESUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No.5.190 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

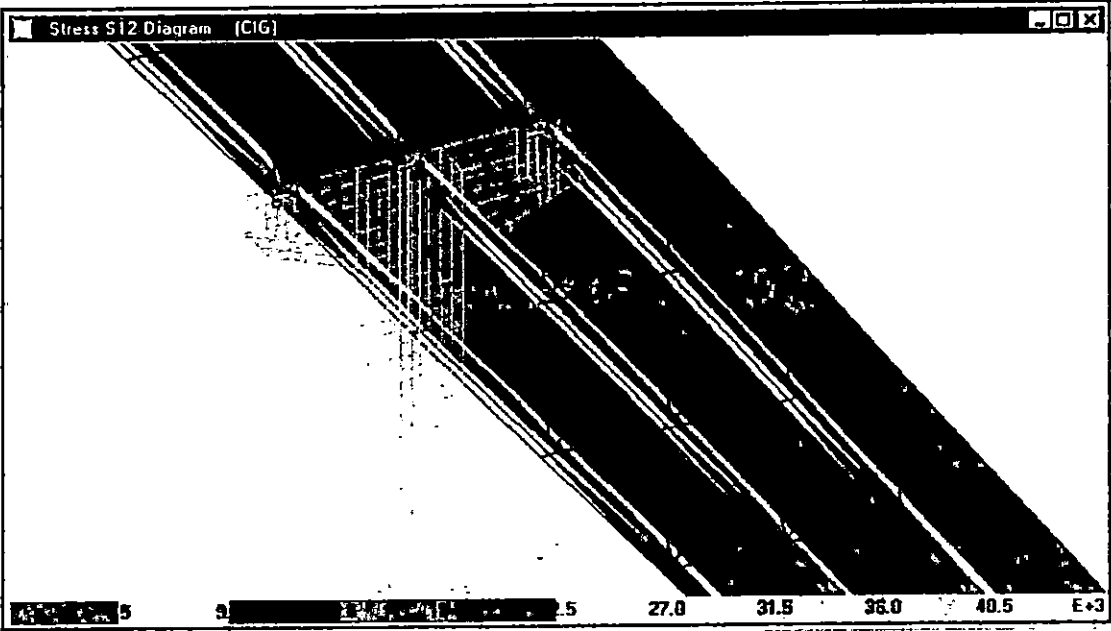


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



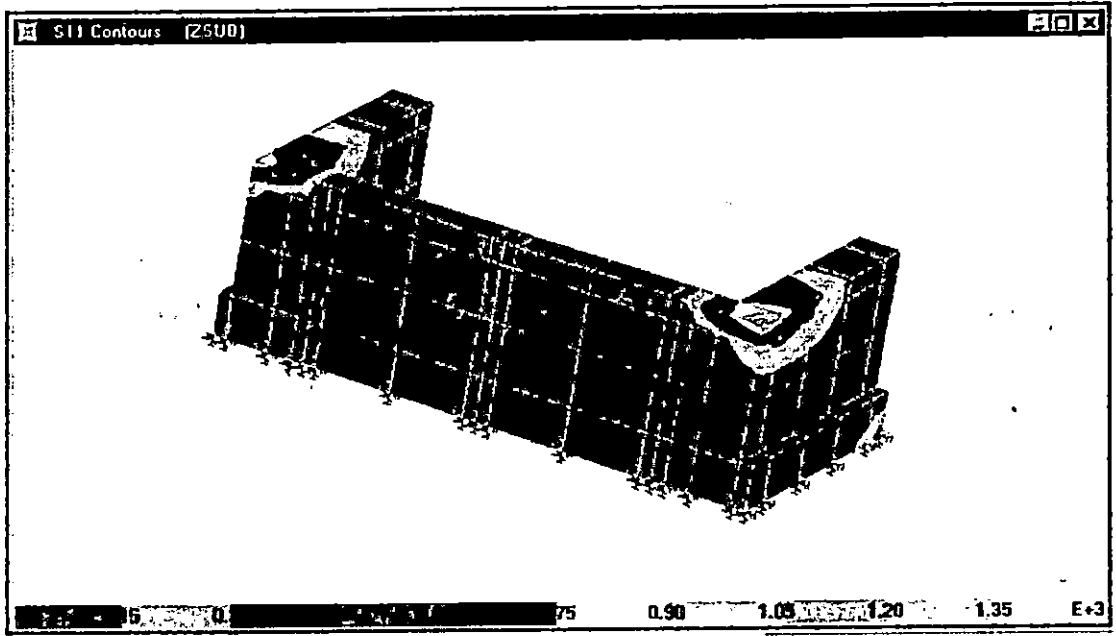
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

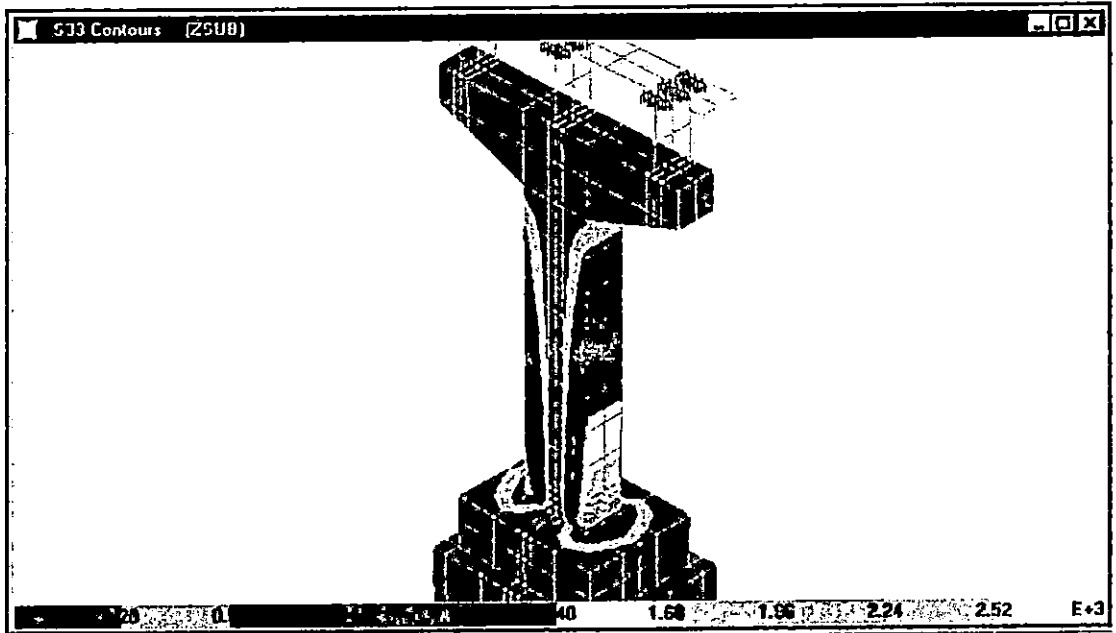


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.191 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

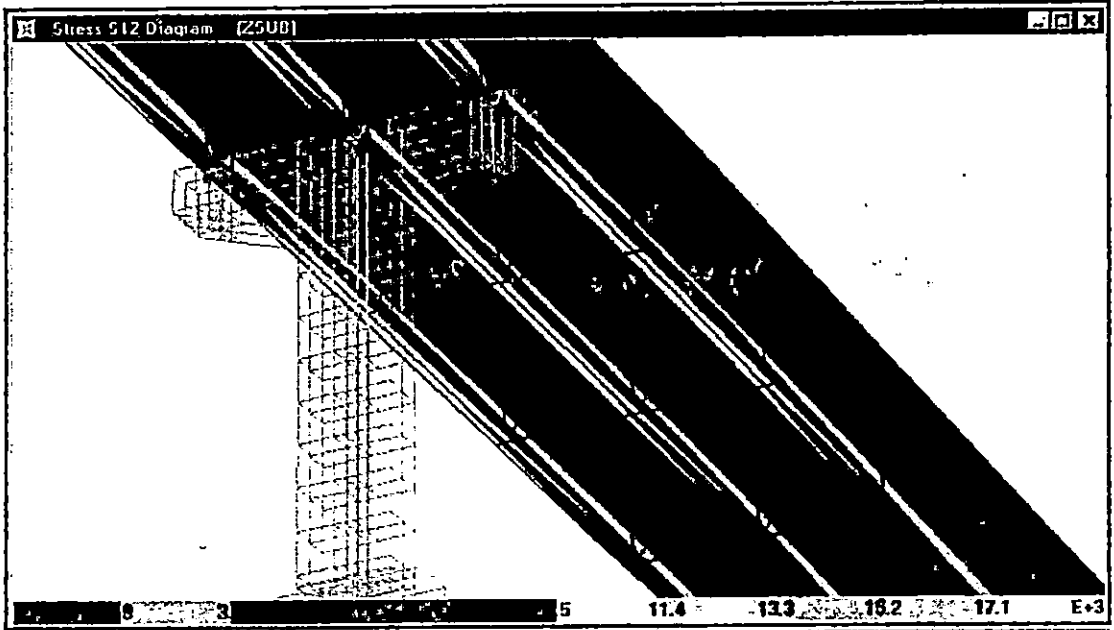


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



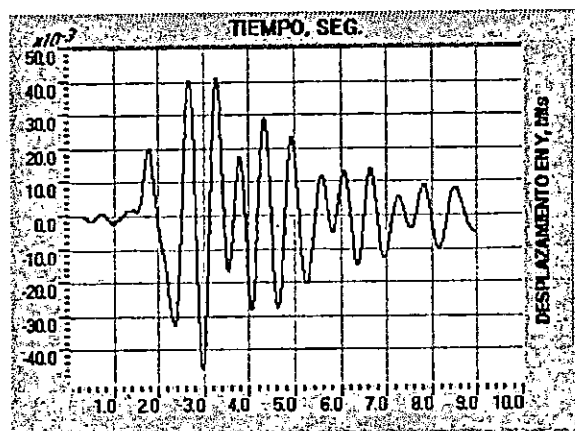
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

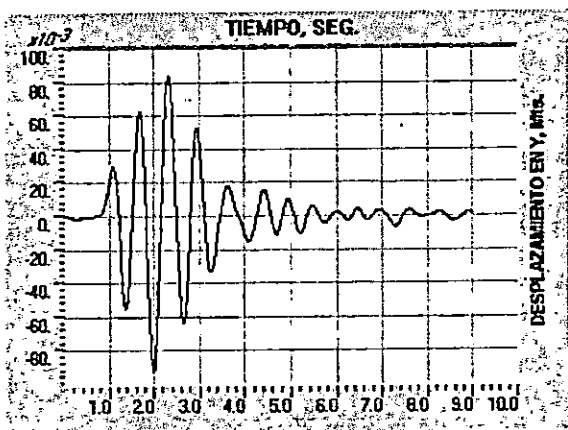


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOSA Y VIGAS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

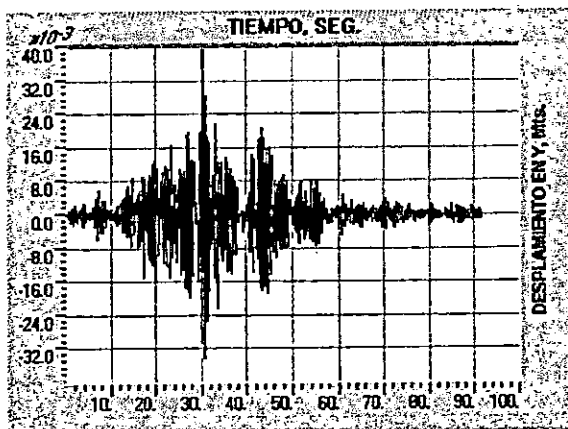
FIGURA No. 5.192 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE TENNESSEE.



A. REGISTRO DEL IGN.

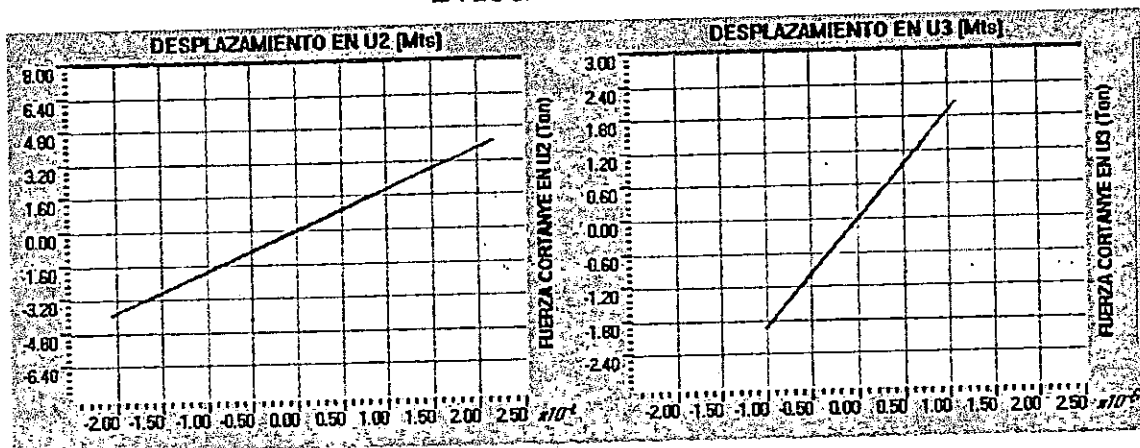


B. REGISTRO DEL CIG.

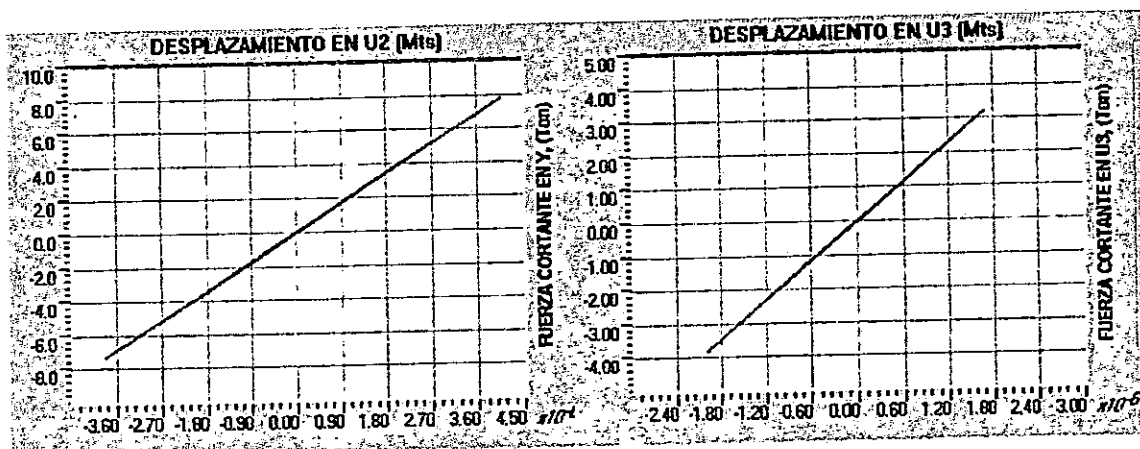


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

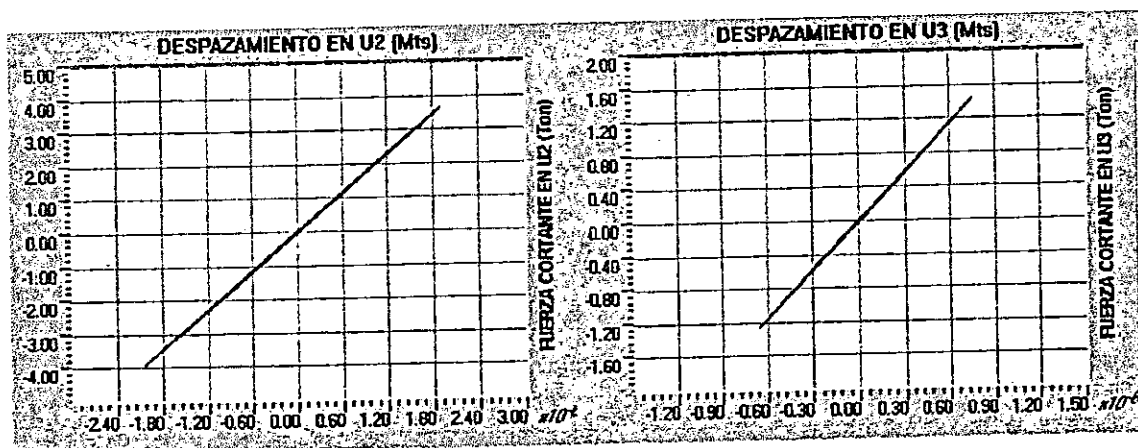
FIGURA No. 5.193 RELACION F - D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS.



A. REGISTRO DEL IGN.

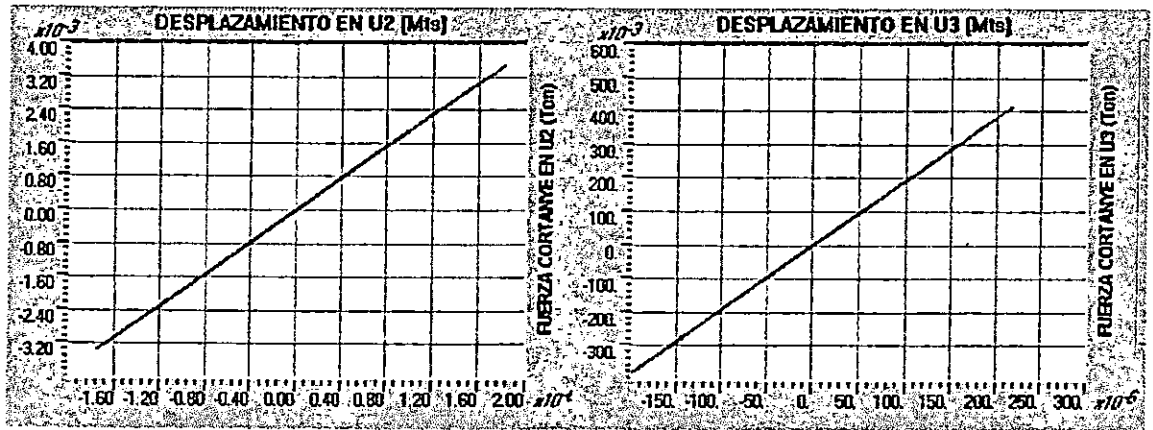


B. REGISTRO DEL CIG.

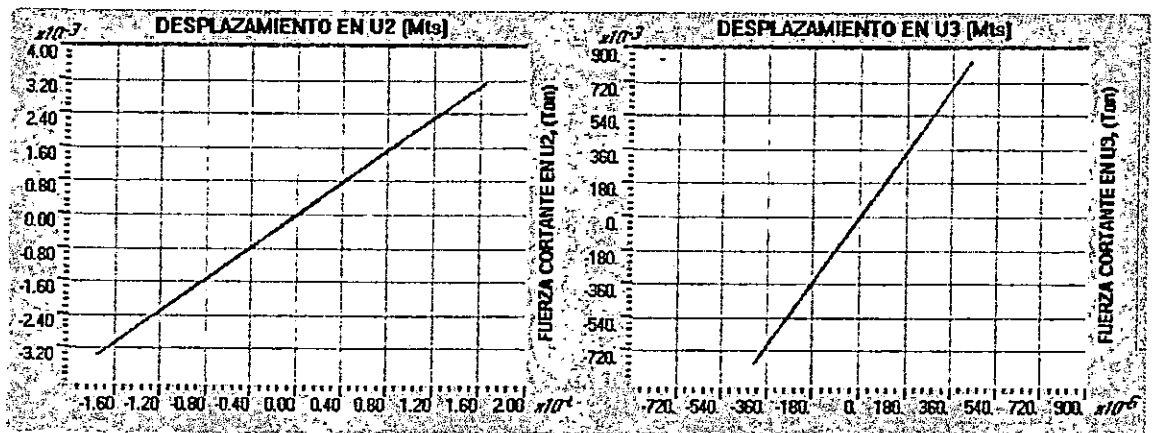


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

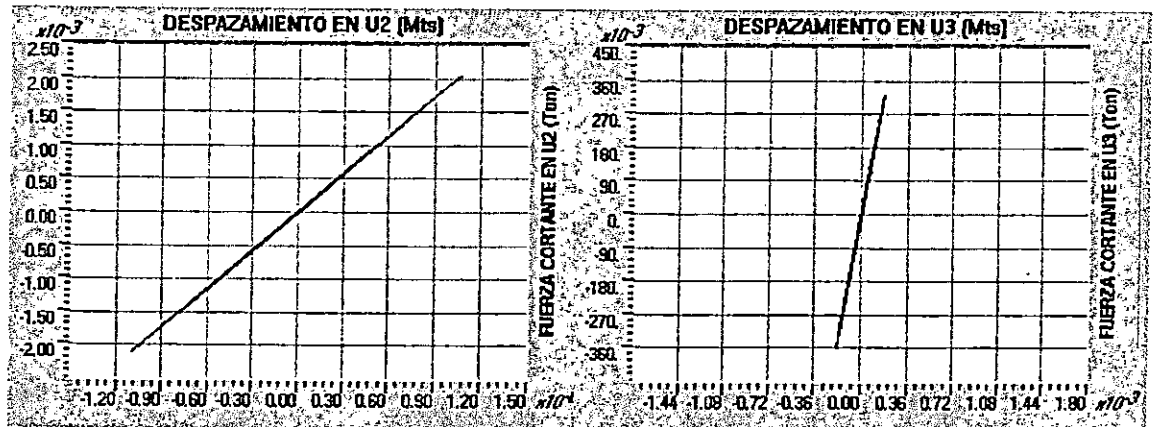
FIGURA No. 5.194 RELACION F – D PARA LOS APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA EN LA PILA CENTRAL.



A. REGISTRO DEL IGN.

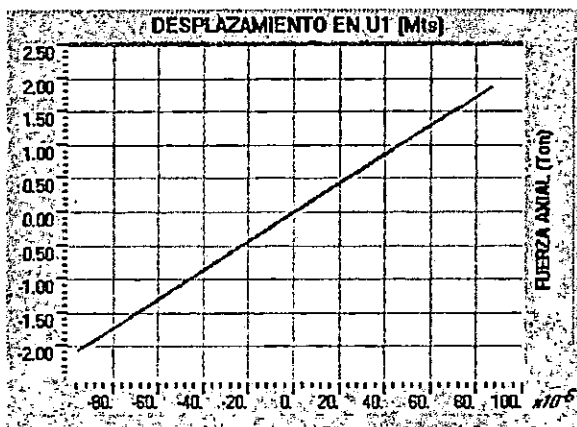


B. REGISTRO DEL CIG.

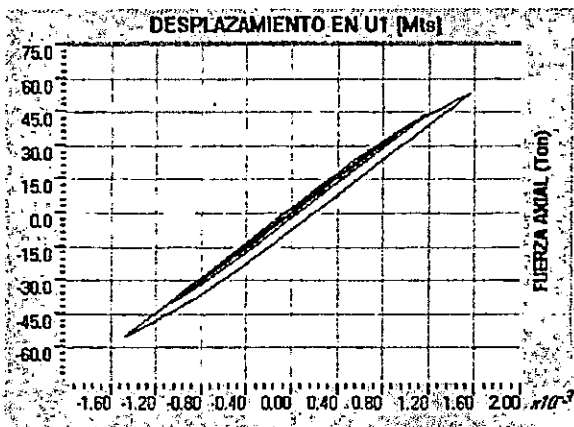


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

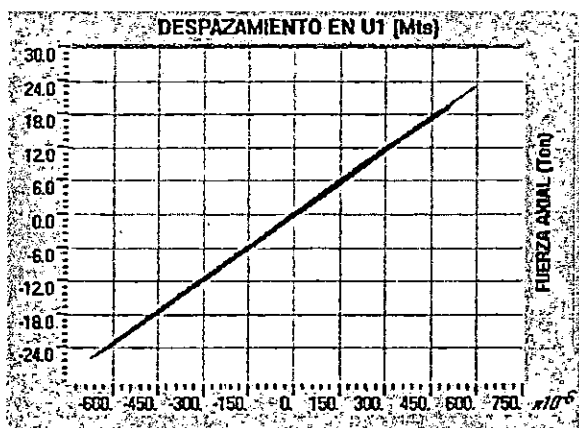
FIGURA No. 5.194-1 RELACIONES F - D PARA LOS ARRIOSTRAMIENTOS.



A. REGISTRO DEL IGN.



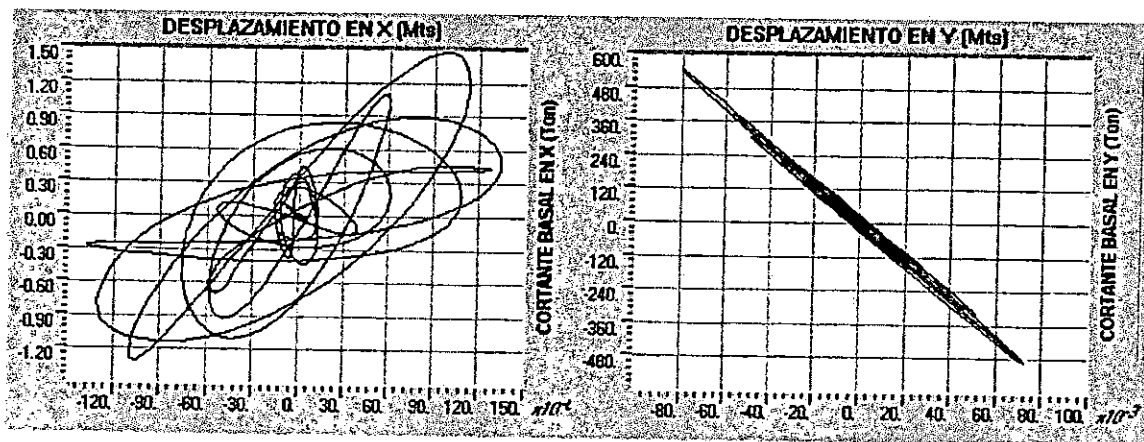
B. REGISTRO DEL CIG.



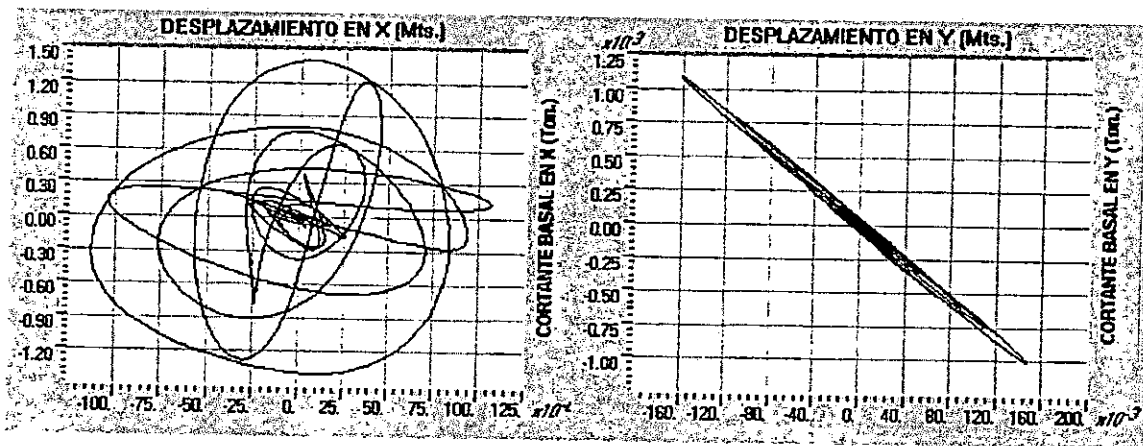
C. REGISTRO DE LA ZSUB.

**PUENTE TENNESSE.**

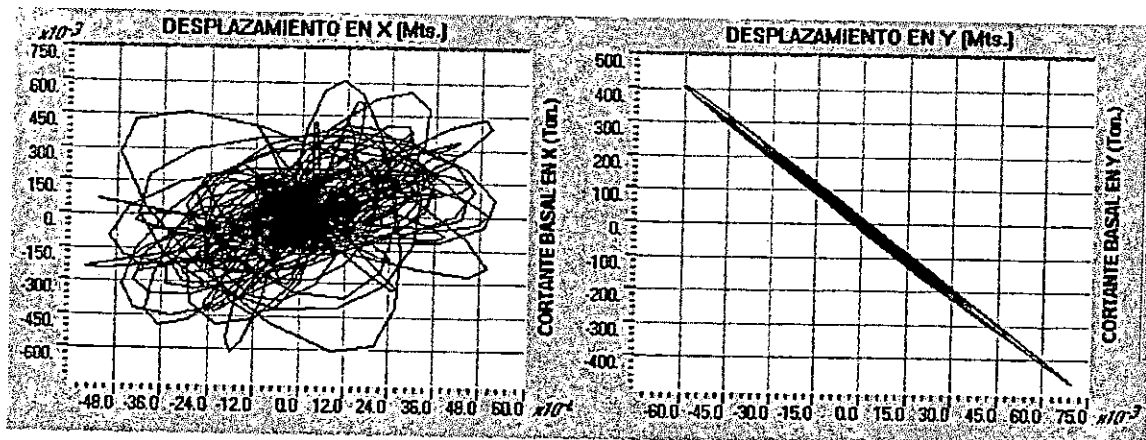
**FIGURA No. 5.195 RELACION CORTANTE BASAL – DESPLAZAMIENTO EN LA PILA.**



**A. REGISTRO DEL CIG.**

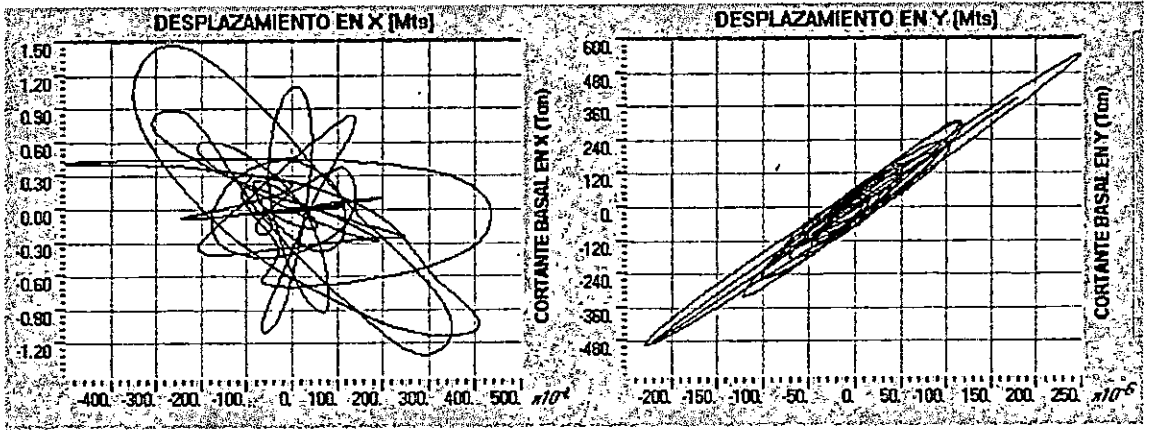


**B. REGISTRO DEL IGN.**

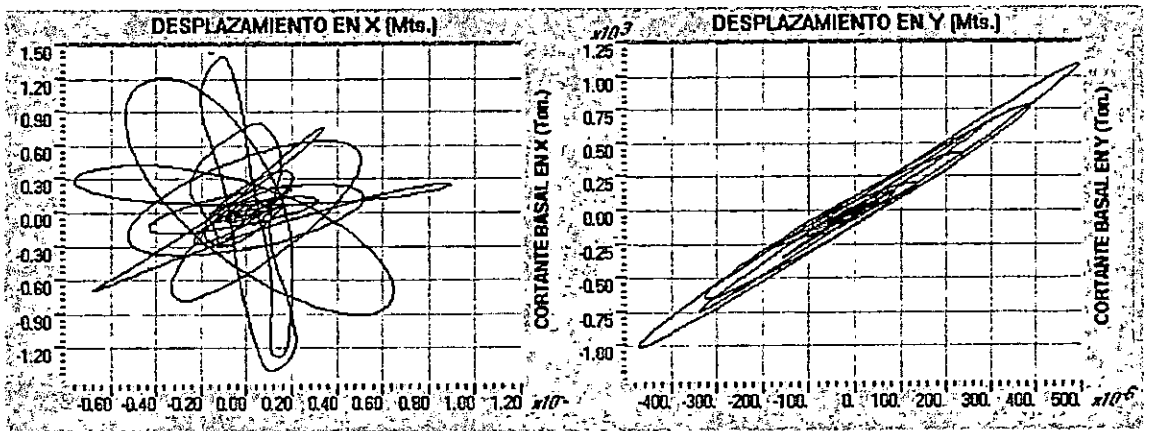


**C. REGISTRO DE LA ZSUB.**

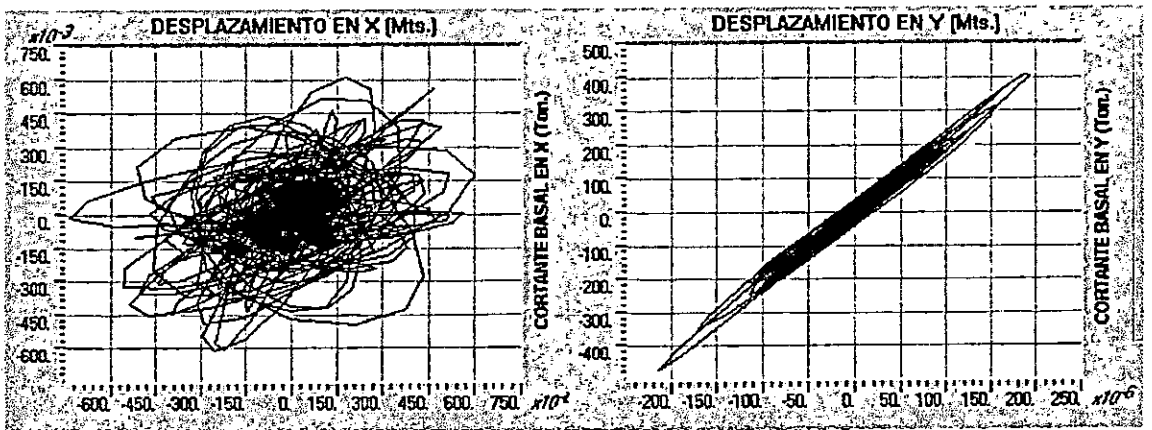
FIGURA No. 5.196 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.



A. REGISTRO DEL CIG.



B. REGISTRO DEL IGN.



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

MODELO No. 4 PUENTE SAN ANTONIO

ANALISIS NO LINEAL

TABLA No. 5.75 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.18283	1.2429	0.0022	0.0006	1.2429	0.0022	0.0006
2	0.17714	0.0026	28.8595	0.0008	1.2456	28.8617	0.0014
3	0.17549	0.0189	2.7753	0.0002	1.2645	31.6370	0.0016
4	0.13849	0.0017	0.0055	31.7640	1.2662	31.6424	31.7656
5	0.12893	0.0000	3.2142	0.0172	1.2662	34.8566	31.7827
6	0.08622	63.7588	0.0000	0.0013	65.0251	34.8566	31.7840
7	0.07372	0.1583	0.0000	0.0000	65.1834	34.8566	31.7840
8	0.06881	0.0074	0.0000	0.0000	65.1908	34.8567	31.7840
9	0.06135	0.0028	1.3811	0.0002	65.1936	36.2377	31.7842
10	0.06107	0.5169	0.0127	0.0000	65.7105	36.2504	31.7842
11	0.05998	1.6728	0.0003	0.0000	67.3833	36.2507	31.7842
12	0.05673	0.0017	0.0012	0.6063	67.3850	36.2519	32.3906
13	0.05019	0.0011	0.0000	0.0000	67.3861	36.2519	32.3906
14	0.04892	0.0000	0.0000	0.0024	67.3862	36.2519	32.3929
15	0.04797	0.0000	0.0000	0.0000	67.3862	36.2519	32.3929
16	0.04450	0.0000	2.5078	0.0000	67.3862	38.7597	32.3929
17	0.03954	0.0001	0.0000	0.0000	67.3862	38.7597	32.3929
18	0.03804	0.0001	0.0000	0.3411	67.3863	38.7597	32.7340
19	0.03762	0.0000	0.0804	0.0000	67.3863	38.8401	32.7340
20	0.03579	0.0000	0.0000	0.0000	67.3864	38.8401	32.7340

**PUENTE SAN ANTONIO**

**ANALISIS NO LINEAL**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.120 - 0.144	0.080 - 0.096	0.275 - 0.330	0.033 - 0.039	0.112 - 0.128	0.096 - 0.112
HIST min*	IGN	0.144 - 0.120	0.102 - 0.085	0.360 - 0.300	0.033 - 0.026	0.090 - 0.075	0.132 - 0.110
HIST max	CIG	0.175 - 0.210	0.130 - 0.156	0.540 - 0.630	0.051 - 0.0595	0.168 - 0.192	0.175 - 0.210
HIST min*	CIG	0.200 - 0.160	0.168 - 0.14	0.595 - 0.510	0.050 - 0.040	0.192 - 0.168	0.210 - 0.175
HIST max	ZSUB	0.052 - 0.060	0.027 - 0.032	0.060 - 0.072	0.009 - 0.011	0.016 - 0.020	0.033 - 0.038
HIST min*	ZSUB	0.049 - 0.042	0.032 - 0.027	0.072 - 0.060	0.011 - 0.009	0.020 - 0.016	0.031 - 0.027

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.76 VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.024 - 0.048	0.096 - 0.112	0.110 - 0.165	0.0065 - 0.013	0.032 - 0.048	0.032 - 0.048
HIST min*	IGN	0.072 - 0.048	0.102 - 0.085	0.180 - 0.120	0.013 - 0.006	0.045 - 0.030	0.066 - 0.044
HIST max	CIG	0.070 - 0.105	0.156 - 0.182	0.180 - 0.270	0.017 - 0.026	0.072 - 0.096	0.070 - 0.105
HIST min*	CIG	0.080 - 0.040	0.196 - 0.168	0.255 - 0.170	0.240 - 0.160	0.096 - 0.072	0.105 - 0.070
HIST max	ZSUB	0.0075 - 0.015	0.0225 - 0.027	0.024 - 0.036	0.0022 - 0.004	0.008 - 0.012	0.006 - 0.010
HIST min*	ZSUB	0.014 - 0.007	0.027 - 0.022	0.036 - 0.024	0.002 - 0.004	0.012 - 0.008	0.013 - 0.009

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.77 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

**PUENTE SAN ANTONIO**

**ANALISIS NO LINEAL.**

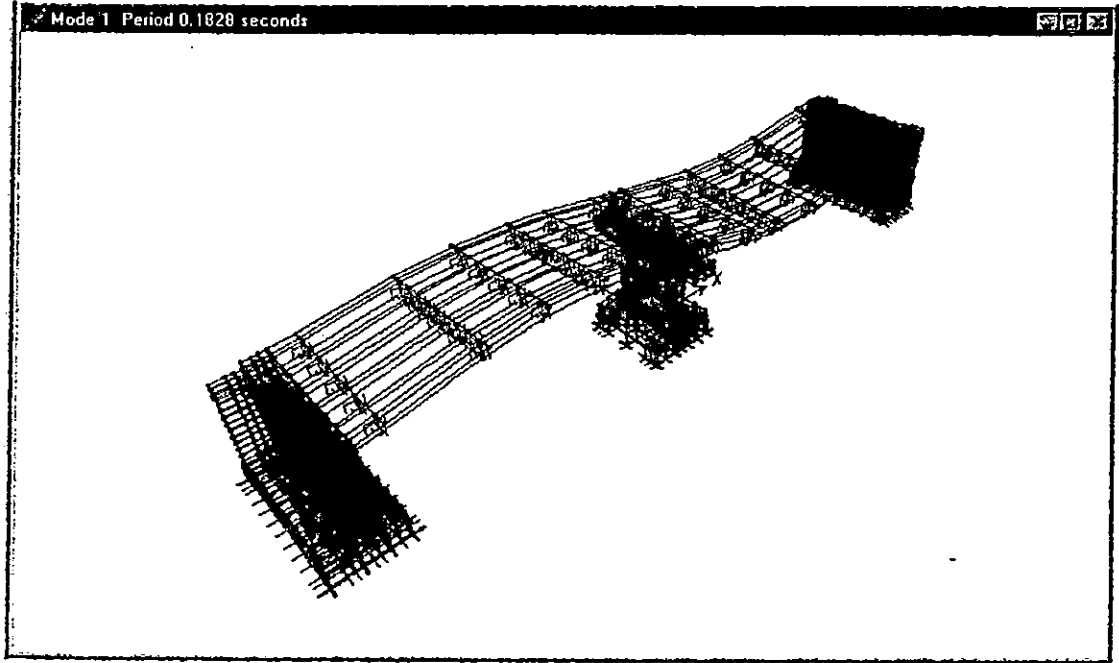
HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.200 - 0.250	0.052 - 0.065	0.085 - 0.102	0.0075 - 0.009	0.0022 - 0.0027
HIST min*	IGN	0.240 - 0.200	0.055 - 0.044	0.119 - 0.102	0.0102 - 0.0085	0.0030 - 0.0025
HIST max	CIG	0.520 - 0.585	0.126 - 0.144	0.072 - 0.096	0.0182 - 0.0208	0.0045 - 0.0053
HIST min*	CIG	0.560 - 0.490	0.182 - 0.110	0.088 - 0.066	0.0208 - 0.0182	0.006 - 0.00525
HIST max	ZSUB	0.070 - 0.080	0.012 - 0.015	0.0385 - 0.044	0.00245 - 0.003	0.0007 - 0.0008
HIST min*	ZSUB	0.084 - 0.072	0.0168 - 0.014	0.042 - 0.036	0.003 - 0.00245	0.0008 - 0.0007

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

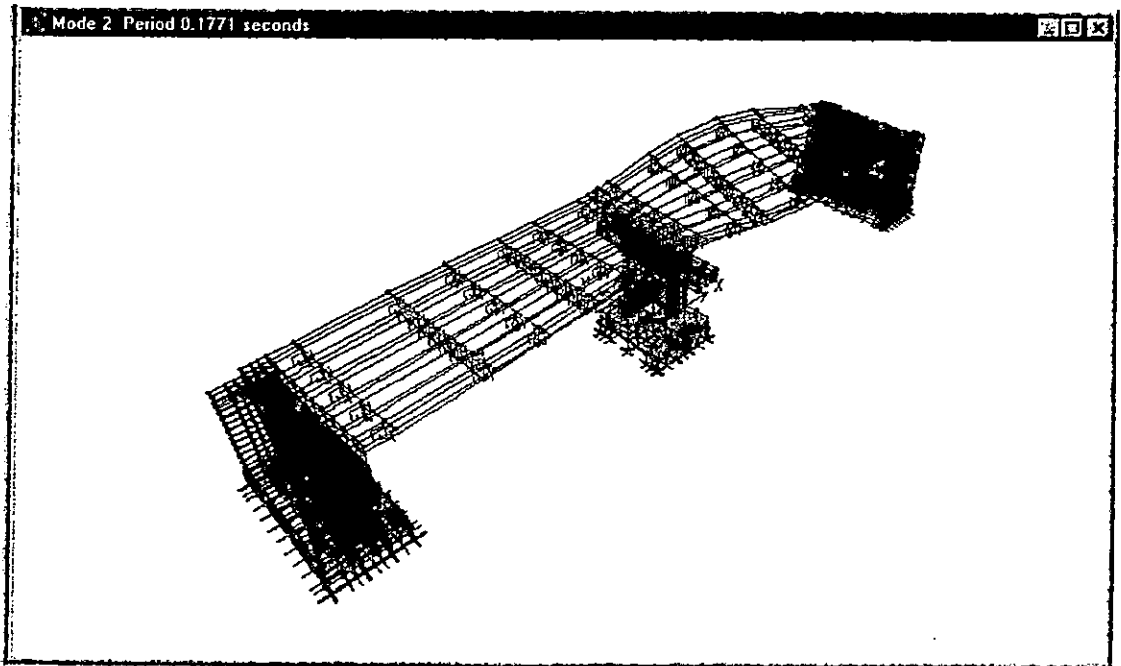
**TABLA No. 5.78 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

FIGURA No. 5.197 DEFORMADAS MODALES PUENTE SAN ANTONIO.

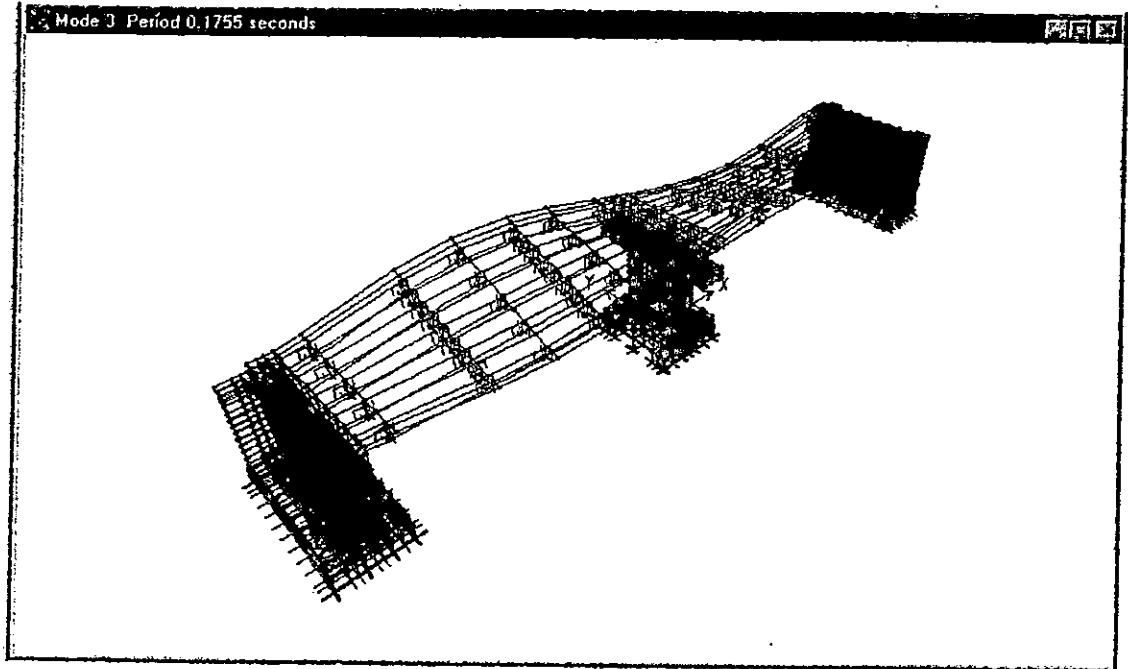
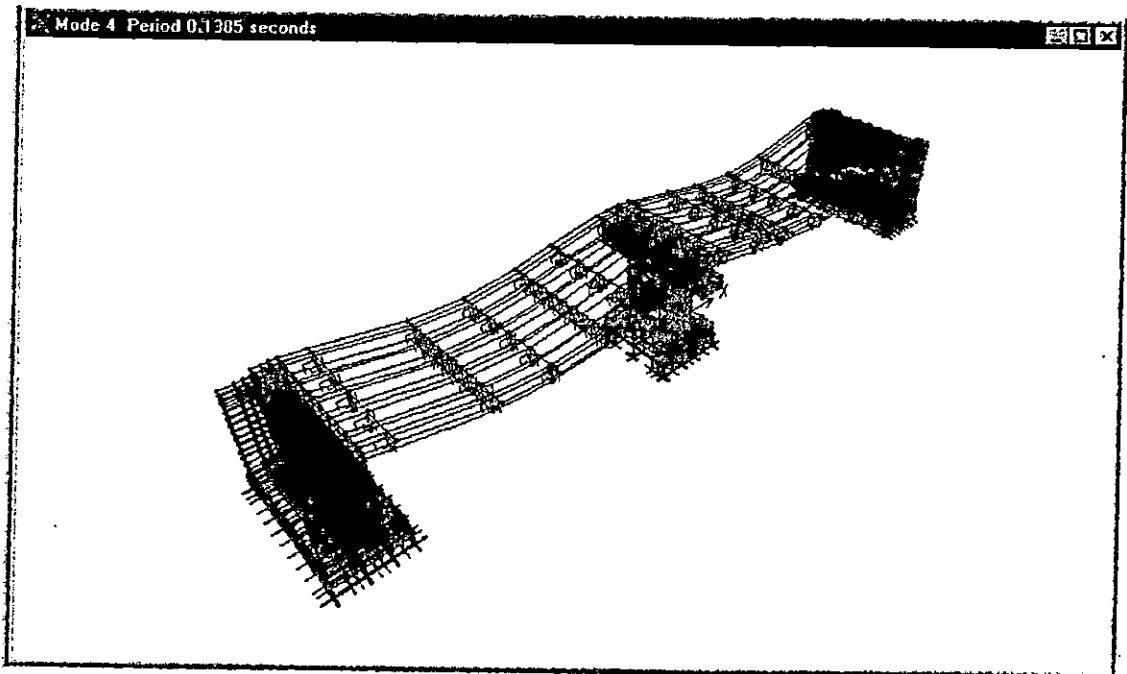


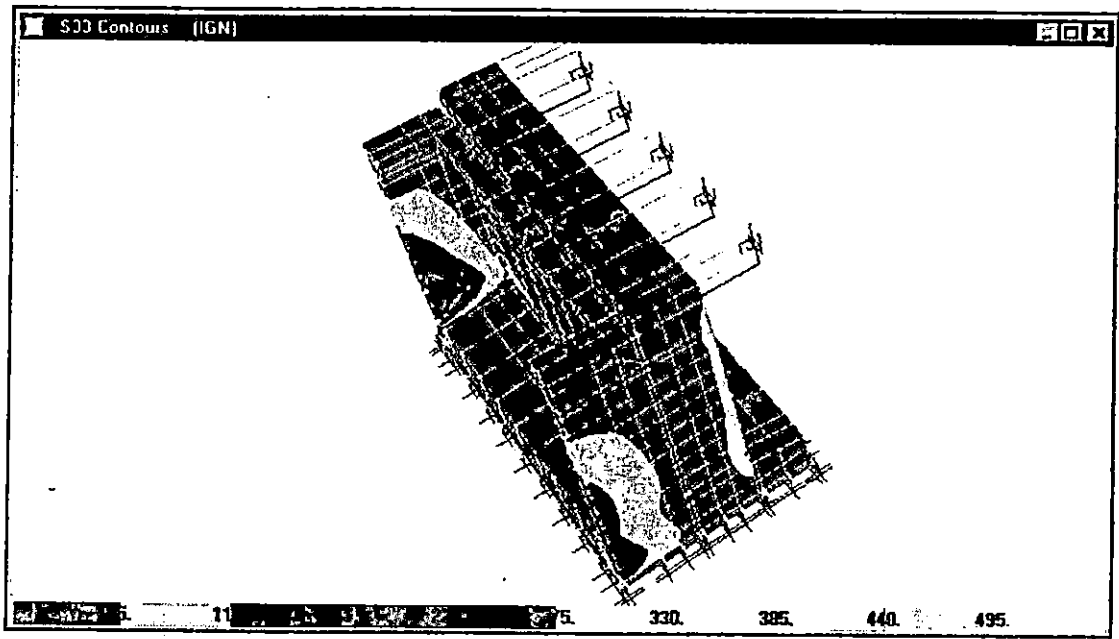
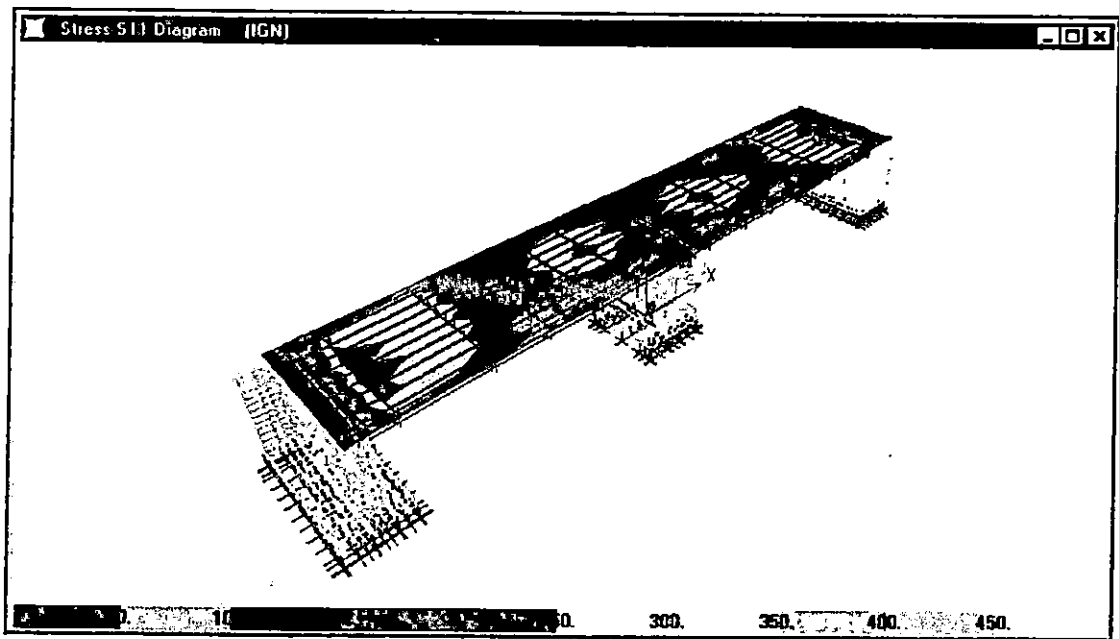
A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1828$  Seg.



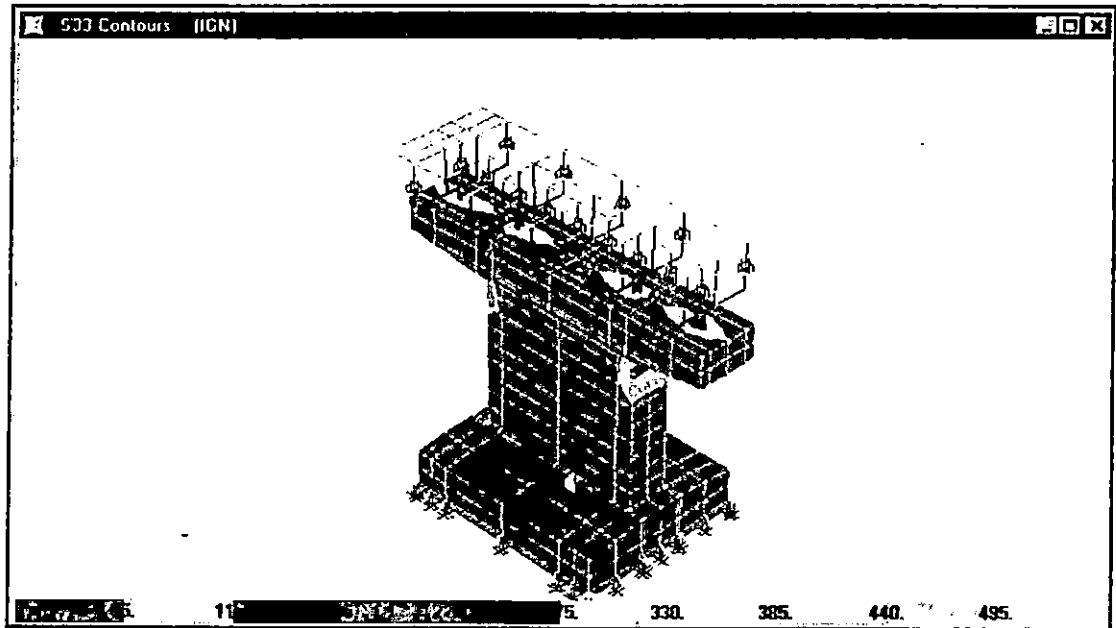
B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1771$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE SAN ANTONIO. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.1755$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.1385$  Seg.

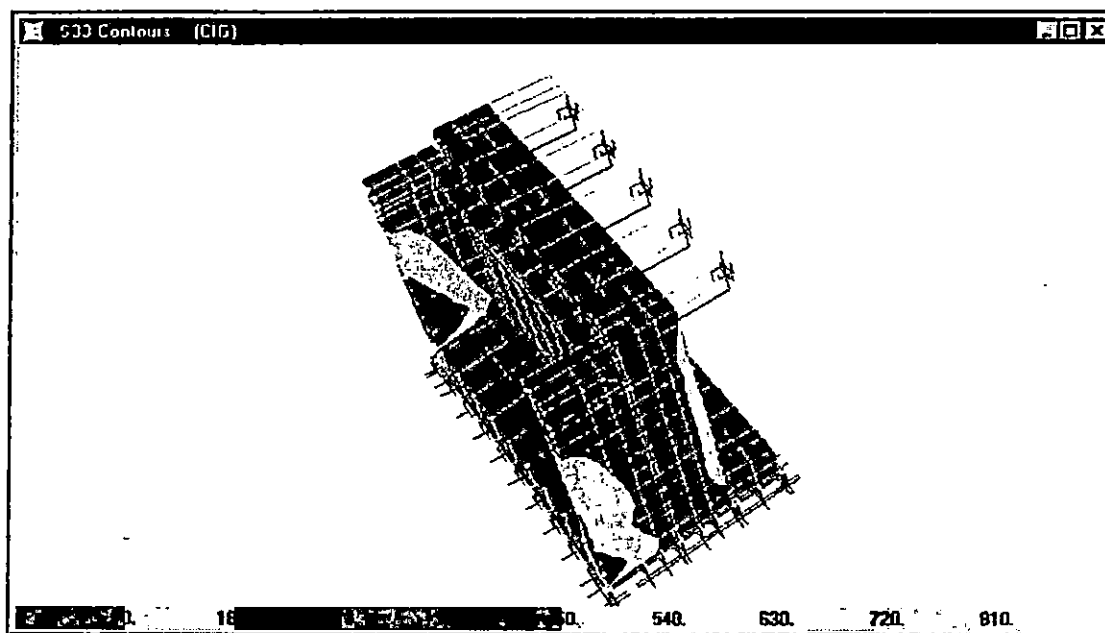
**PUENTE SAN ANTONIO.****FIGURA No. 5.198 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.****A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.****B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.**

## VARIACION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

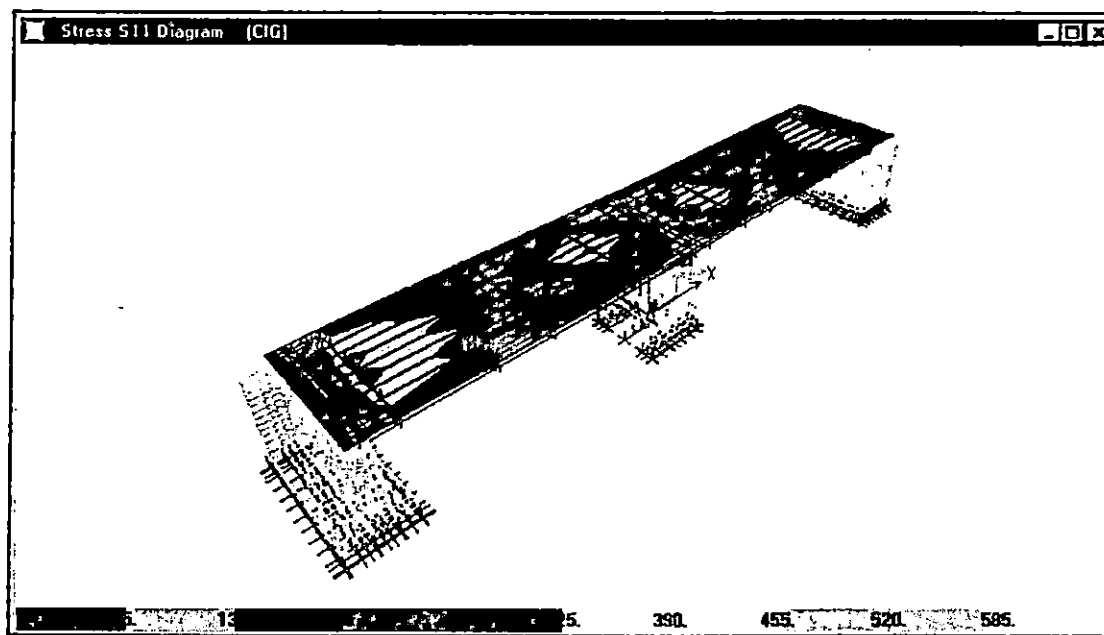


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.199 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

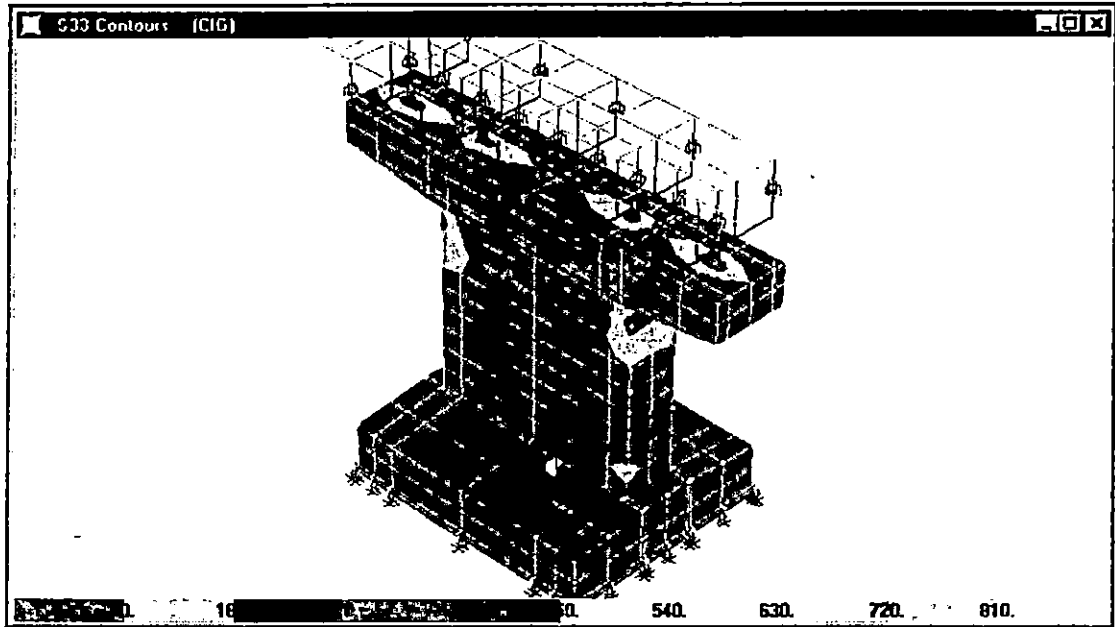


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



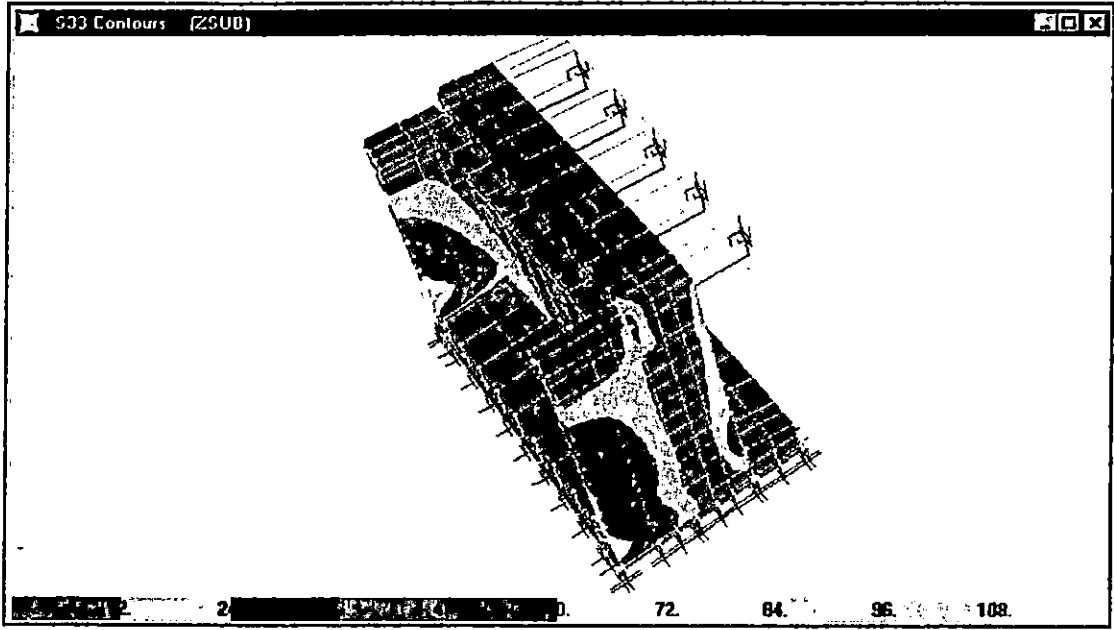
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

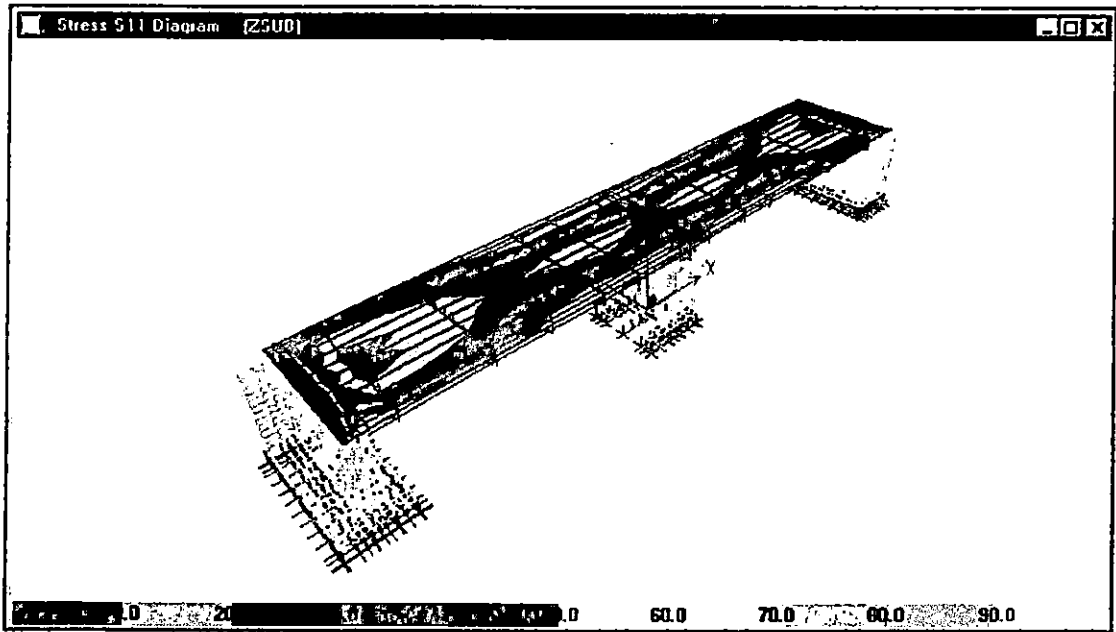


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.200 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

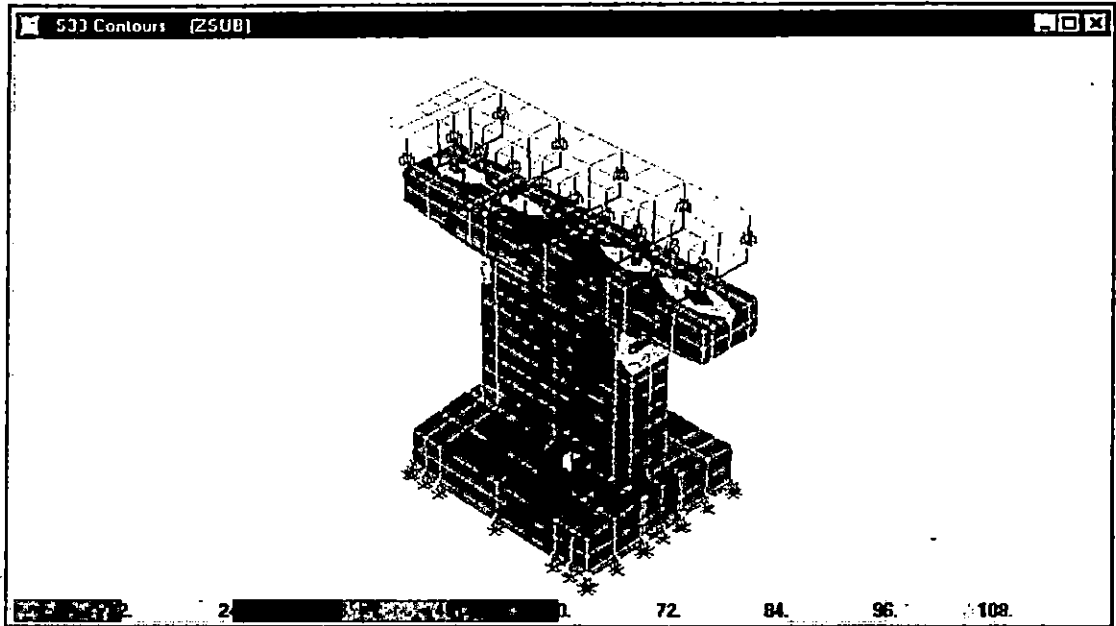


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA



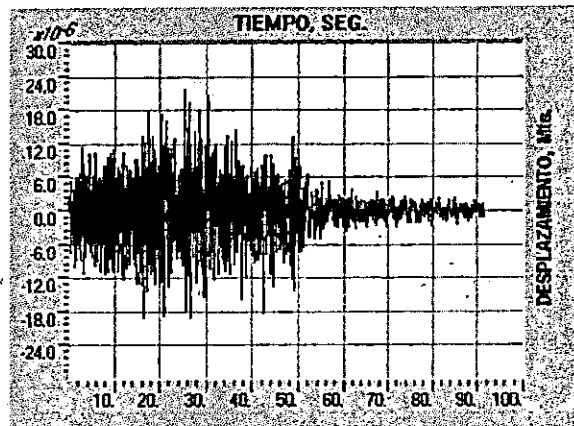
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

## DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

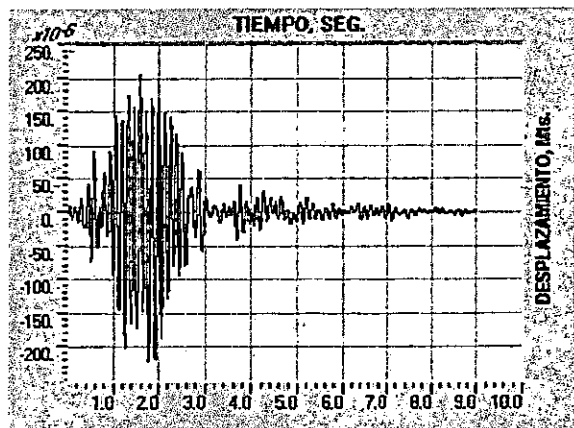


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA

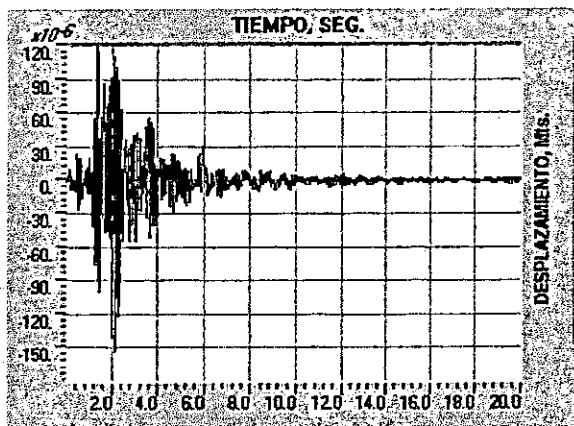
FIGURA No. 201 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



A. HISTORIA DE LA ZSUB.

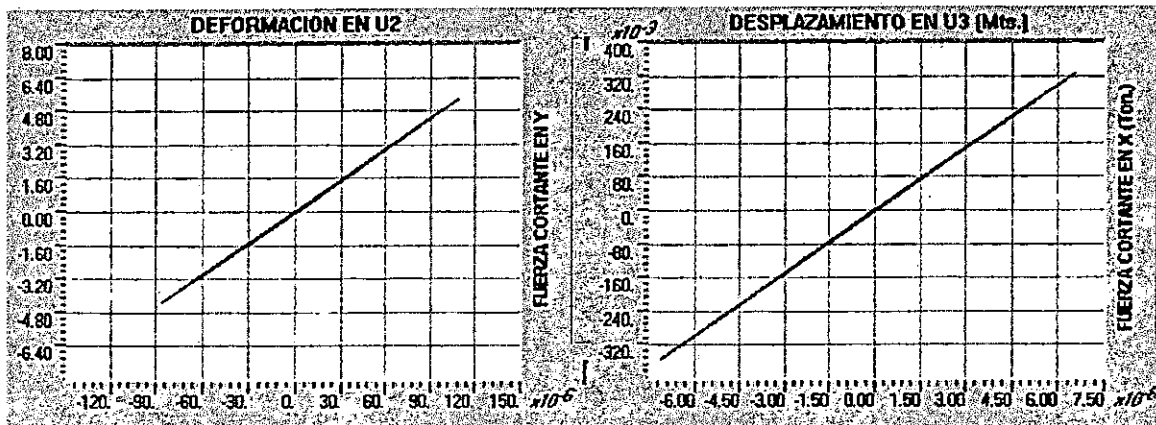


B. HISTORIA DEL CIG.

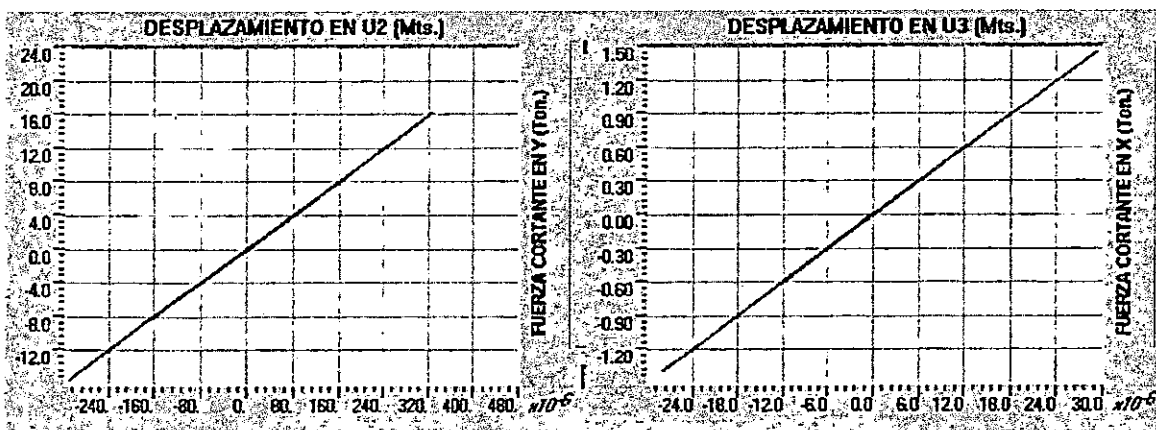


C. HISTORIA DEL IGN.

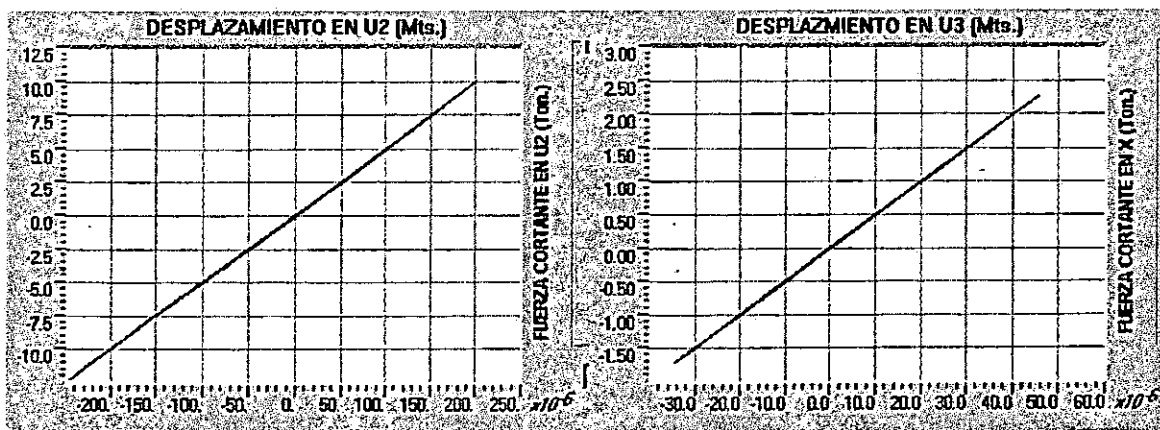
FIGURA No. 202 RELACIONES F-D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS.



A. RELACION F-D PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

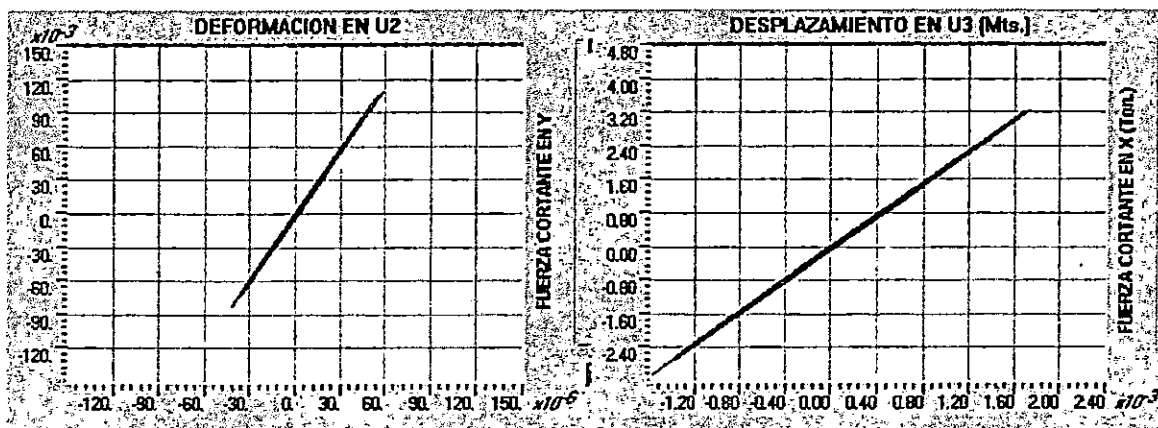


B. RELACION F-D PARA LA HISTORIA DEL CIG.

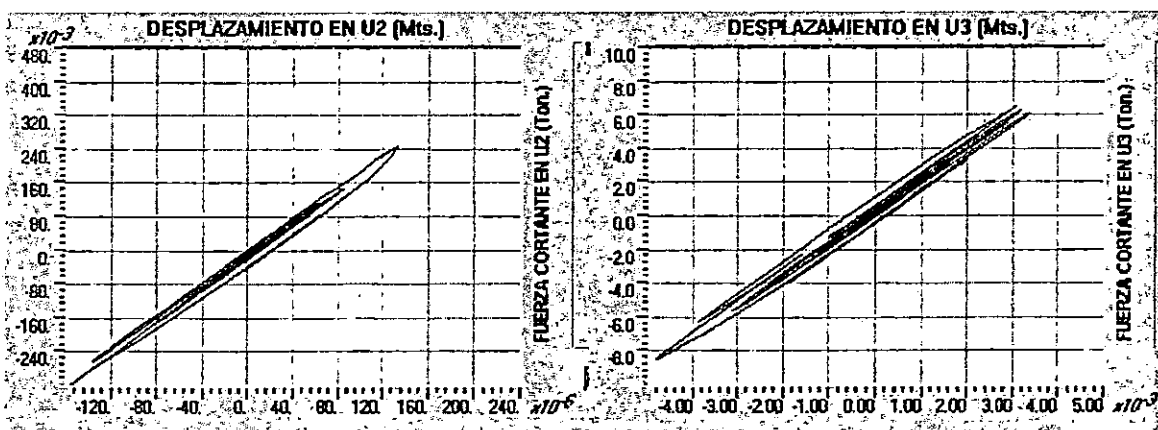


C. RELACION F-D PARA LA HISTORIA DEL IGN.

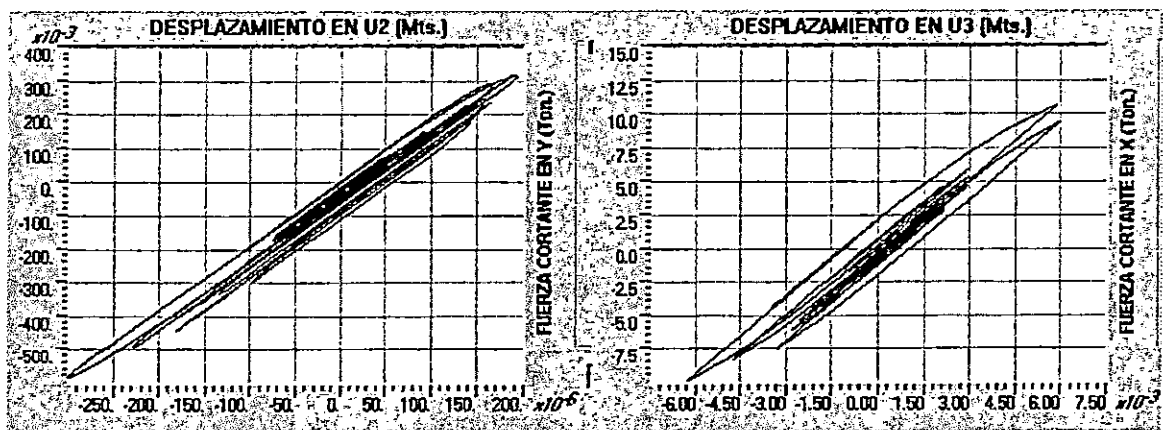
FIGURA No. 5.203 RELACIONES F-D PARA LOS APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA EN LA PILA CENTRAL.



A. RELACION F-D PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.



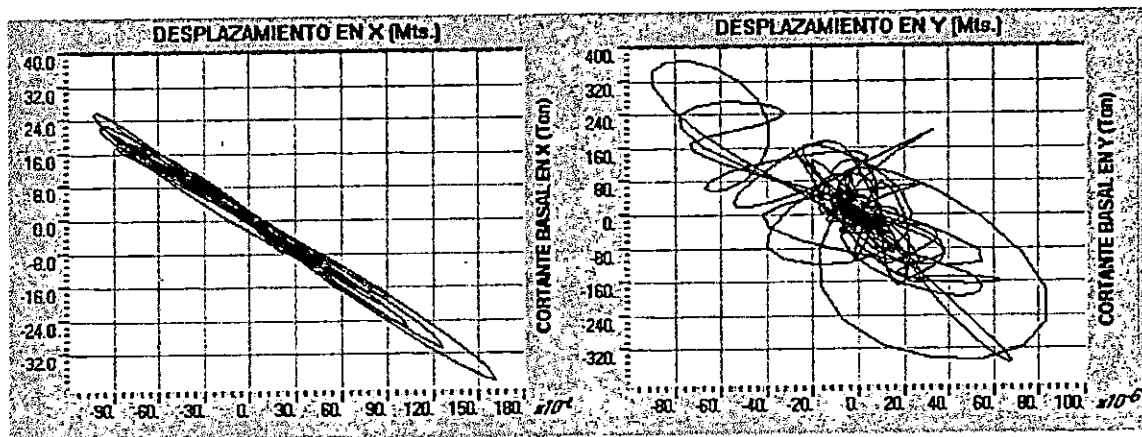
B. RELACION F-D PARA LA HISTORIA DEL IGN.



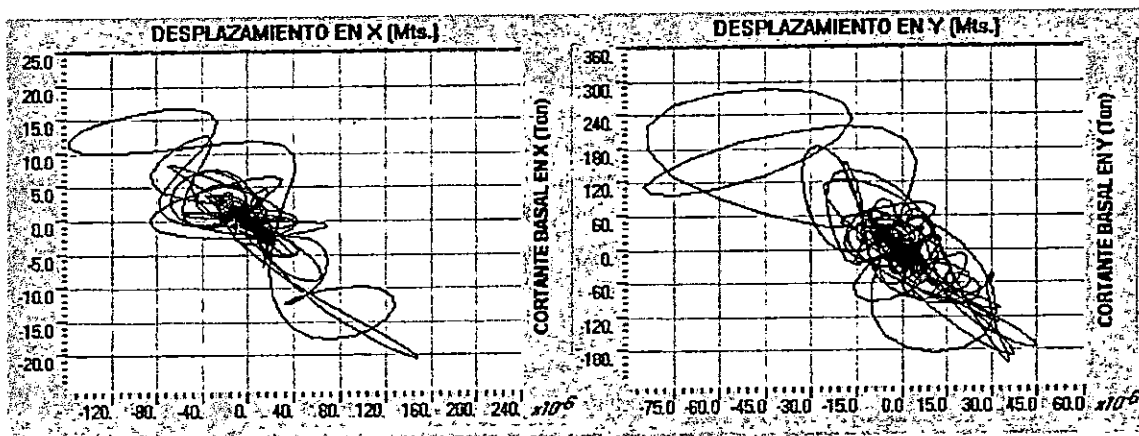
C. RELACION F-D PARA LA HISTORIA DEL CIG.

**PUENTE SAN ANTONIO.**

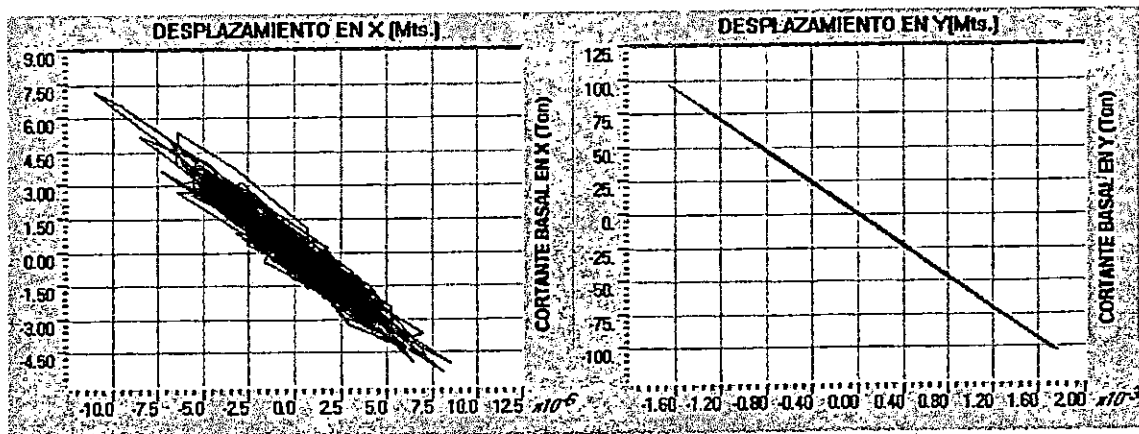
**FIGURA No. 5.204 RELACION CORTANTE BASAL – DESPLAZAMIENTO EN LA PILA.**



**A. REGISTRO DEL CIG.**

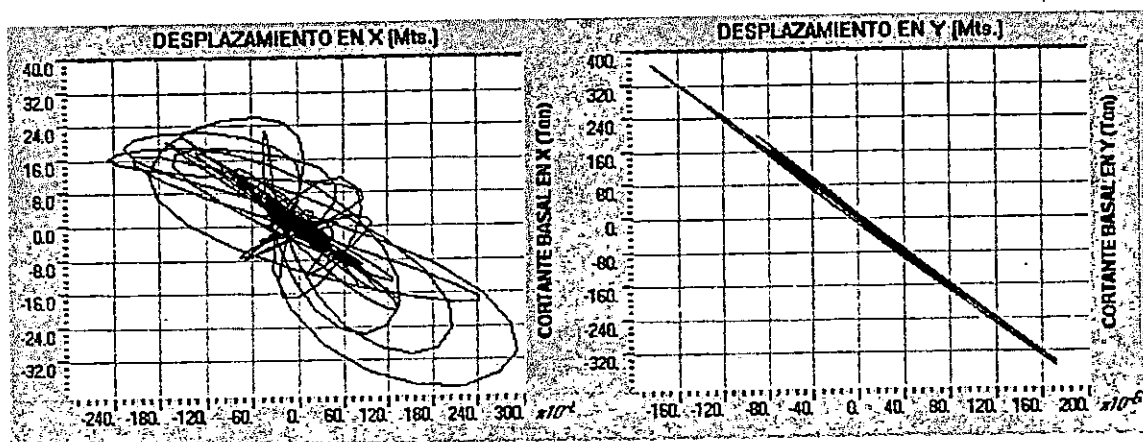


**B. REGISTRO DEL IGN.**

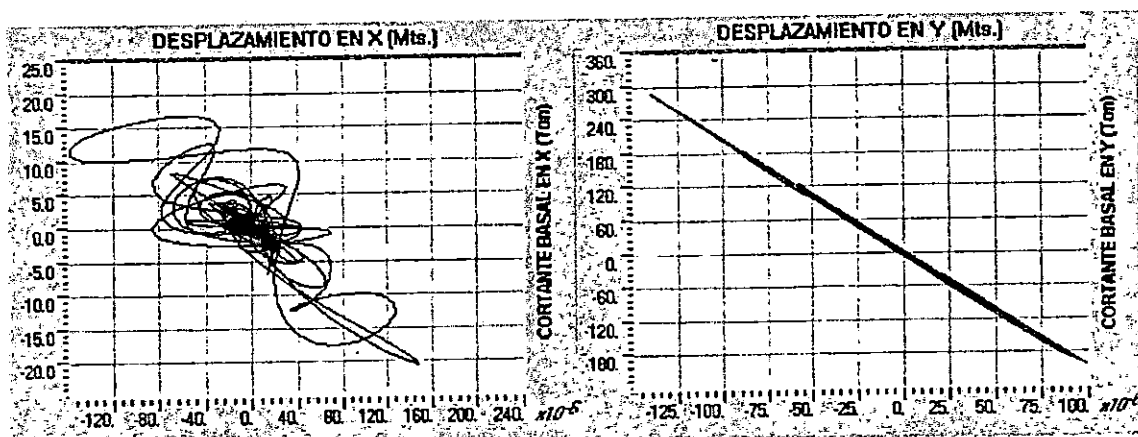


**C. REGISTRO DE LA ZSUB.**

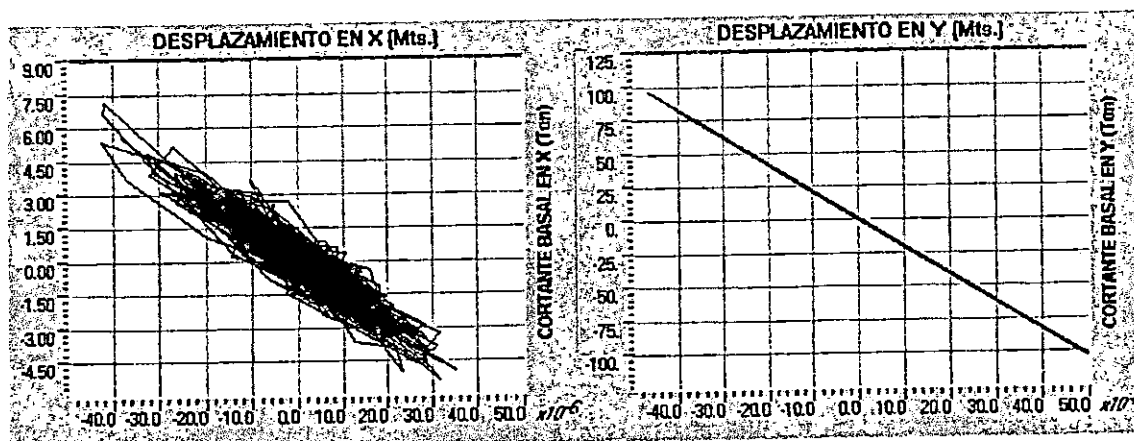
FIGURA No. 5.205 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.



A. REGISTRO DEL CIG.



B. REGISTRO DEL IGN.



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

MODELO No. 4 PUENTE SAN ANTONIO

ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

TABLA No. 5.79 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.1803	1.7542	0.0000	0.0006	1.7542	0.0000	0.0006
2	0.1707	0.0000	5.5624	0.0000	1.7542	5.5624	0.0006
3	0.1697	0.0000	26.1481	0.0000	1.7543	31.7105	0.0006
4	0.1371	0.0017	0.0000	31.5899	1.7559	31.7105	31.5905
5	0.1276	0.0000	3.6529	0.0000	1.7559	35.3634	31.5905
6	0.0918	64.5584	0.0000	0.0012	66.3143	35.3634	31.5917
7	0.0703	0.3580	0.0000	0.0000	66.6723	35.3634	31.5917
8	0.0682	0.0000	0.0000	0.0000	66.6723	35.3634	31.5917
9	0.0602	0.0000	1.2993	0.0000	66.6723	36.6627	31.5917
10	0.0588	0.0000	0.0005	0.0000	66.6723	36.6632	31.5917
11	0.0586	1.4775	0.0000	0.0000	68.1497	36.6632	31.5917
12	0.0555	0.0009	0.0000	0.6932	68.1506	36.6632	32.2849
13	0.0491	0.0001	0.0000	0.0000	68.1507	36.6632	32.2849
14	0.0480	0.0000	0.0000	0.0019	68.1508	36.6632	32.2868
15	0.0470	0.0000	0.0000	0.0000	68.1508	36.6632	32.2868
16	0.0438	0.0000	2.8222	0.0000	68.1508	39.4854	32.2868
17	0.0382	0.0000	0.4653	0.0000	68.1508	39.9507	32.2868
18	0.0377	0.0000	0.0000	0.0000	68.1508	39.9507	32.2868
19	0.0369	0.0008	0.0000	0.5406	68.1516	39.9507	32.8273
20	0.0359	0.0144	0.0000	0.0994	68.1660	39.9507	32.9267

**PUENTE SAN ANTONIO**

**ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.140 - 0.168	0.075 - 0.100	0.275 - 0.330	0.033 - 0.044	0.095 - 0.114	0.085 - 0.102
HIST min*	IGN	0.140 - 0.105	0.112 - 0.084	0.360 - 0.300	0.039 - 0.029	0.110 - 0.088	0.132 - 0.110
HIST max	CIG	0.200 - 0.240	0.140 - 0.175	0.600 - 0.700	0.048 - 0.064	0.150 - 0.175	0.175 - 0.210
HIST min*	CIG	0.225 - 0.180	0.160 - 0.120	0.630 - 0.540	0.054 - 0.036	0.180 - 0.150	0.240 - 0.200
HIST max	ZSUB	0.044 - 0.045	0.020 - 0.030	0.060 - 0.072	0.005 - 0.010	0.015 - 0.0225	0.028 - 0.035
HIST min*	ZSUB	0.052 - 0.039	0.033 - 0.022	0.072 - 0.060	0.0135 - 0.009	0.0255 - 0.017	0.035 - 0.028

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.80 VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.028 - 0.056	0.100 - 0.125	0.110 - 0.165	0.011 - 0.022	0.038 - 0.057	0.034 - 0.051
HIST min*	IGN	0.070 - 0.035	0.112 - 0.084	0.180 - 0.120	0.013 - 0.000	0.044 - 0.022	0.066 - 0.044
HIST max	CIG	0.080 - 0.120	0.140 - 0.175	0.200 - 0.300	0.016 - 0.032	0.075 - 0.100	0.070 - 0.105
HIST min*	CIG	0.090 - 0.045	0.200 - 0.160	0.270 - 0.180	0.018 - 0.000	0.090 - 0.060	0.080 - 0.040
HIST max	ZSUB	0.000 - 0.011	0.020 - 0.030	0.024 - 0.036	0.000 - 0.005	0.0075 - 0.015	0.007 - 0.014
HIST min*	ZSUB	0.013 - 0.000	0.033 - 0.022	0.036 - 0.024	0.0045 - 0.00	0.017 - 0.0085	0.012 - 0.006

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.81 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA PILA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

**PUENTE SAN ANTONIO**

**ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.**

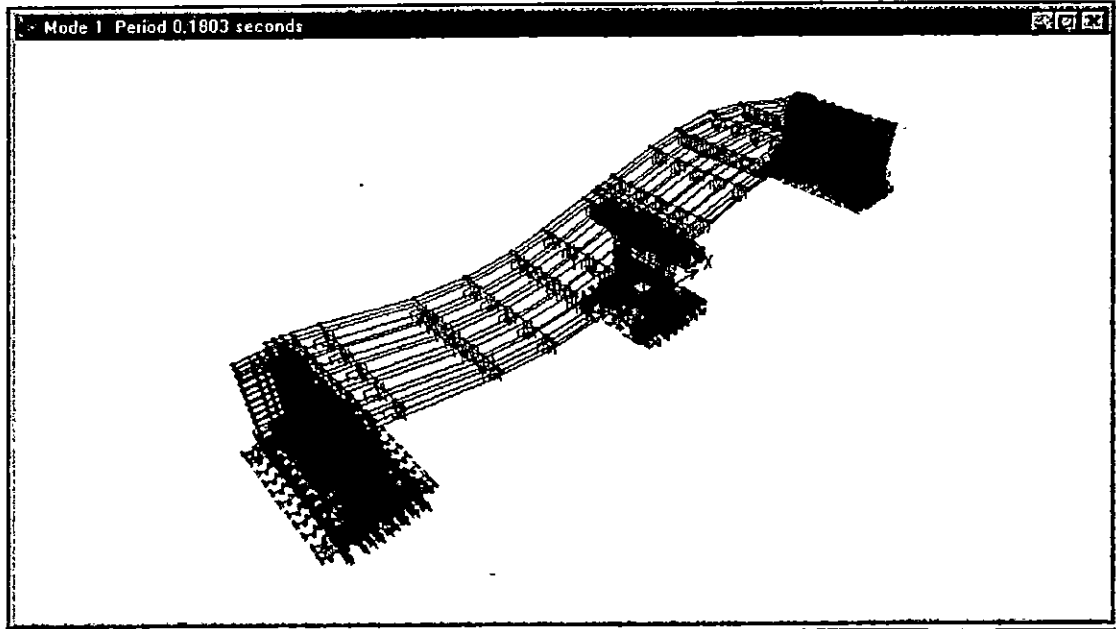
HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.480 - 0.540	0.102 - 0.119	0.114 - 0.133	0.020 - 0.0225	0.0039 - 0.0045
HIST min*	IGN	0.450 - 0.400	0.112 - 0.098	0.108 - 0.090	0.0252 - 0.0224	0.0045 - 0.0039
HIST max	CIG	0.680 - 0.765	0.168 - 0.196	0.150 - 0.175	0.035 - 0.040	0.006 - 0.0072
HIST min*	CIG	0.810 - 0.720	0.196 - 0.168	0.192 - 0.168	0.040 - 0.035	0.0077 - 0.0066
HIST max	ZSUB	0.060 - 0.070	0.0175 - 0.021	0.036 - 0.042	0.0048 - 0.0054	0.001 - 0.0012
HIST min*	ZSUB	0.096 - 0.084	0.0210 - 0.0175	0.052 - 0.0455	0.0058 - 0.0052	0.001 - 0.00085

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

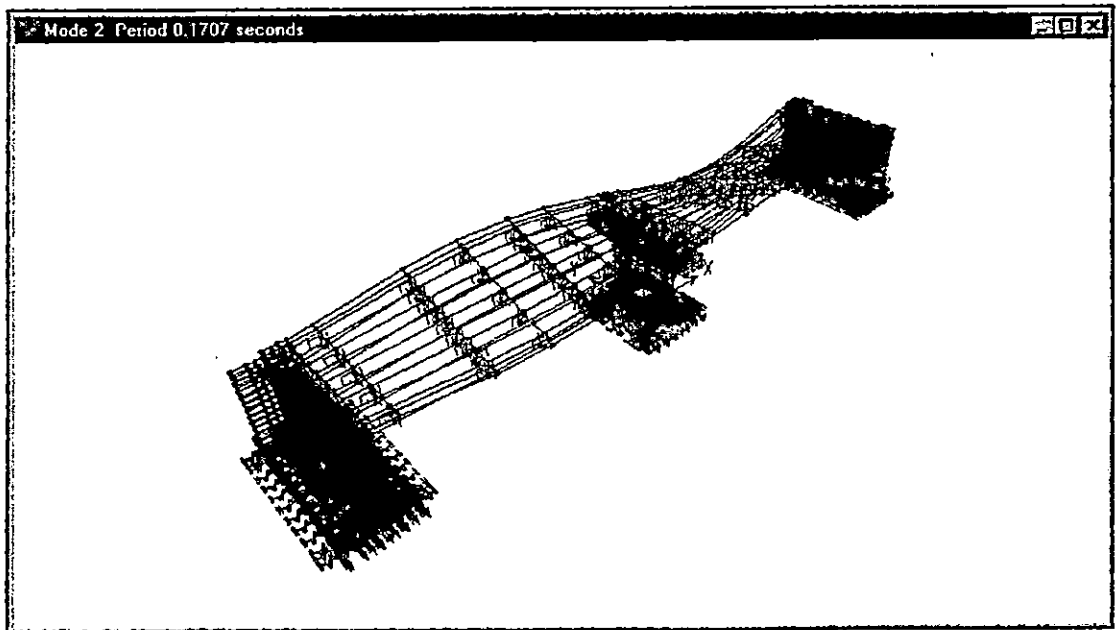
**TABLA No. 5.82 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

FIGURA No. 5.206 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE SAN ANTONIO.

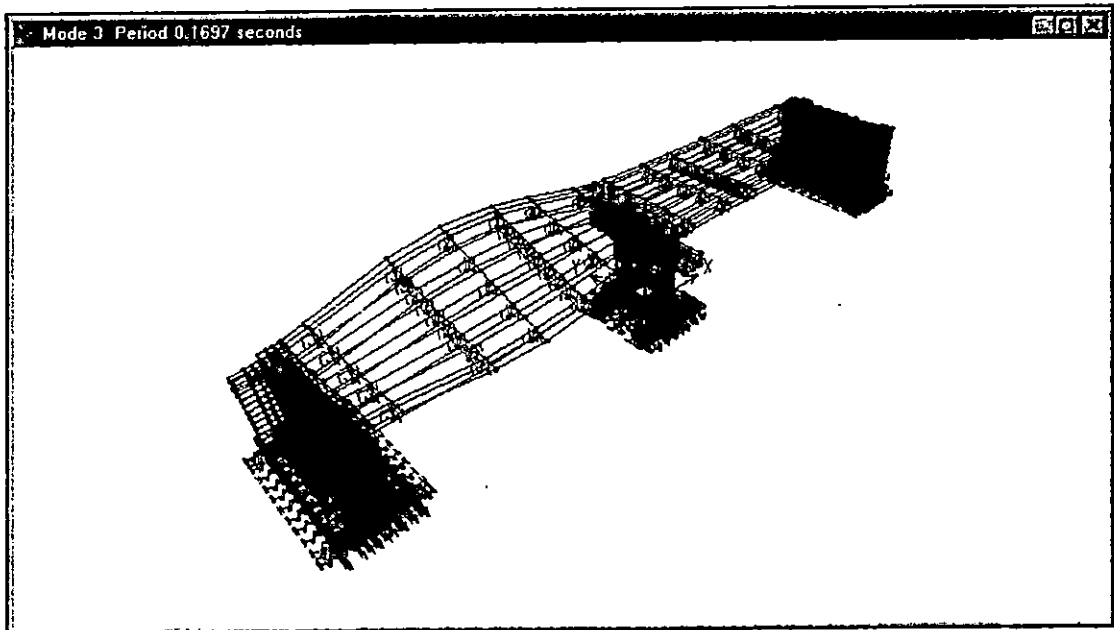
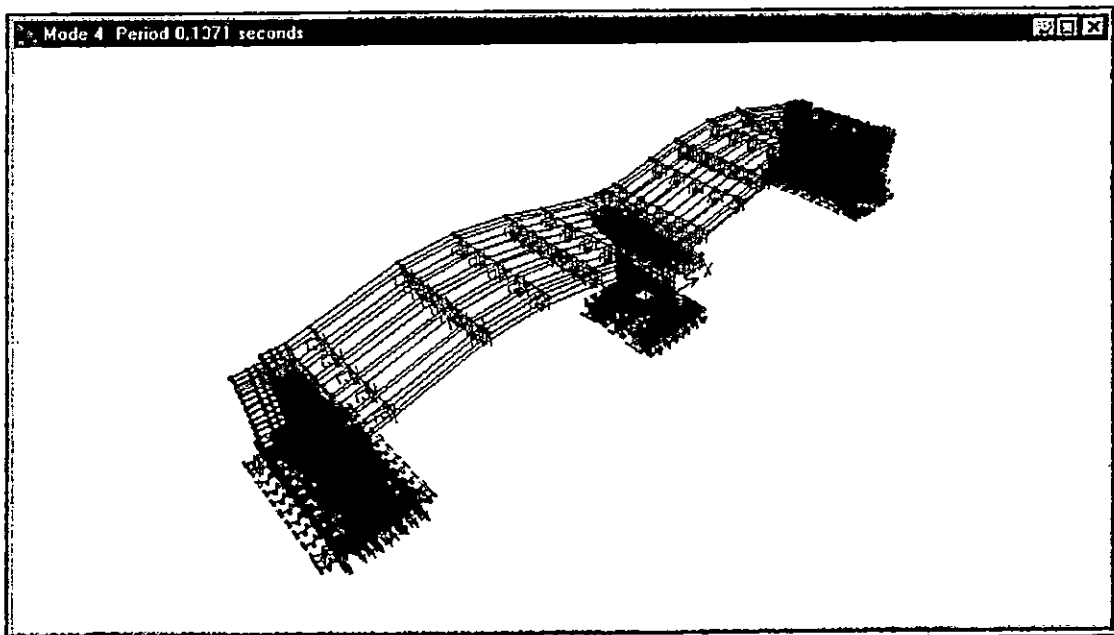


A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.1803$  Seg.



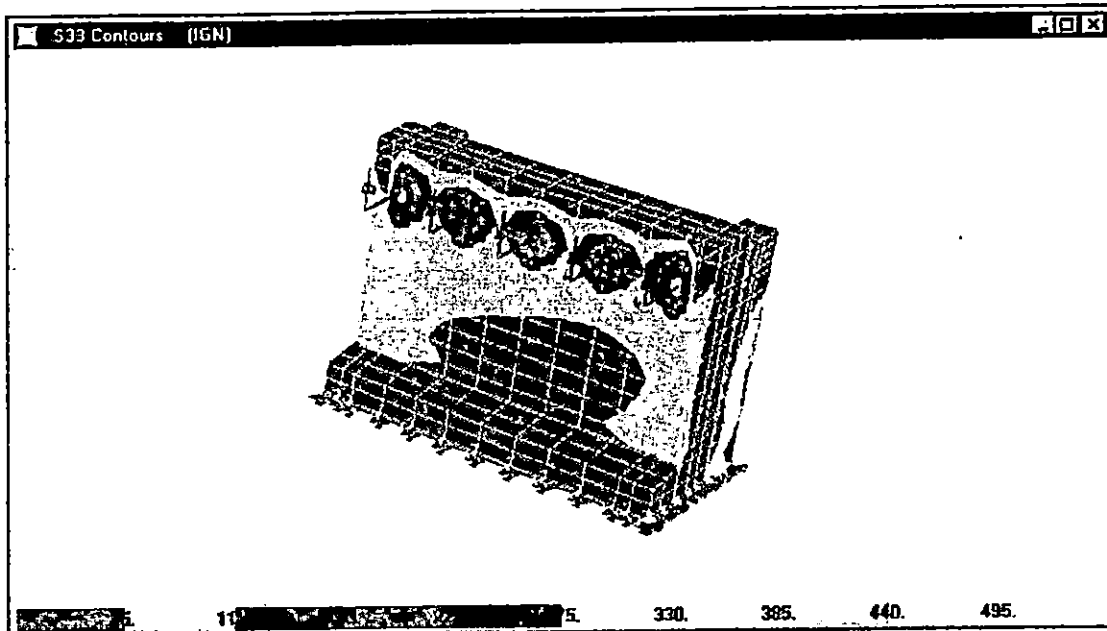
B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1707$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE SAN ANTONIO. (CONT)

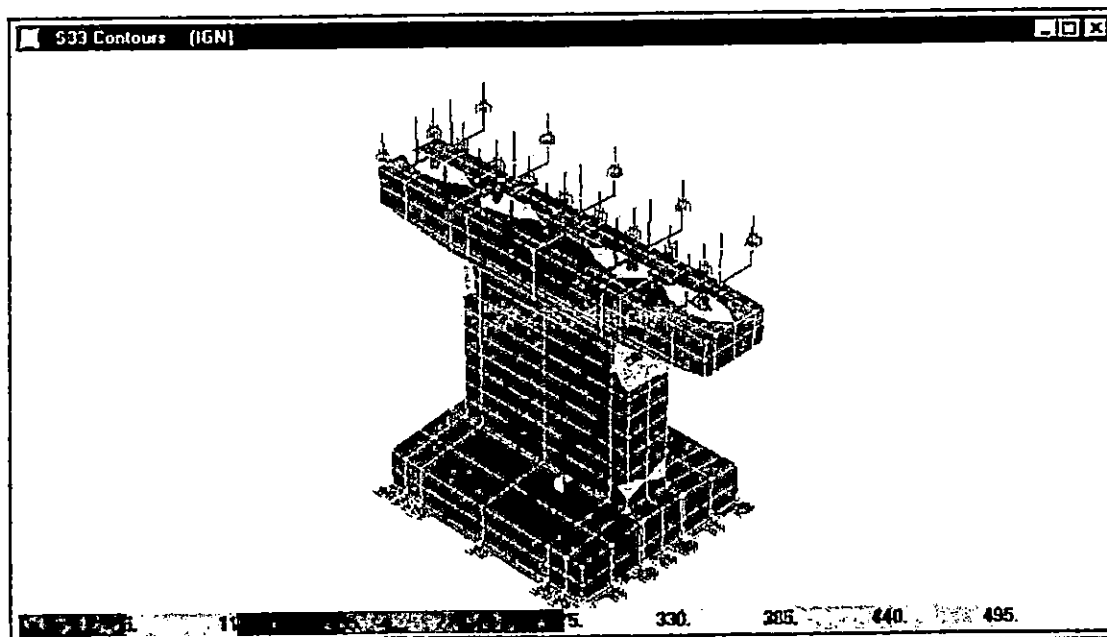
C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.1697$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.1371$  Seg.

## PUENTE SAN ANTONIO.

FIGURA No. 5.207 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.

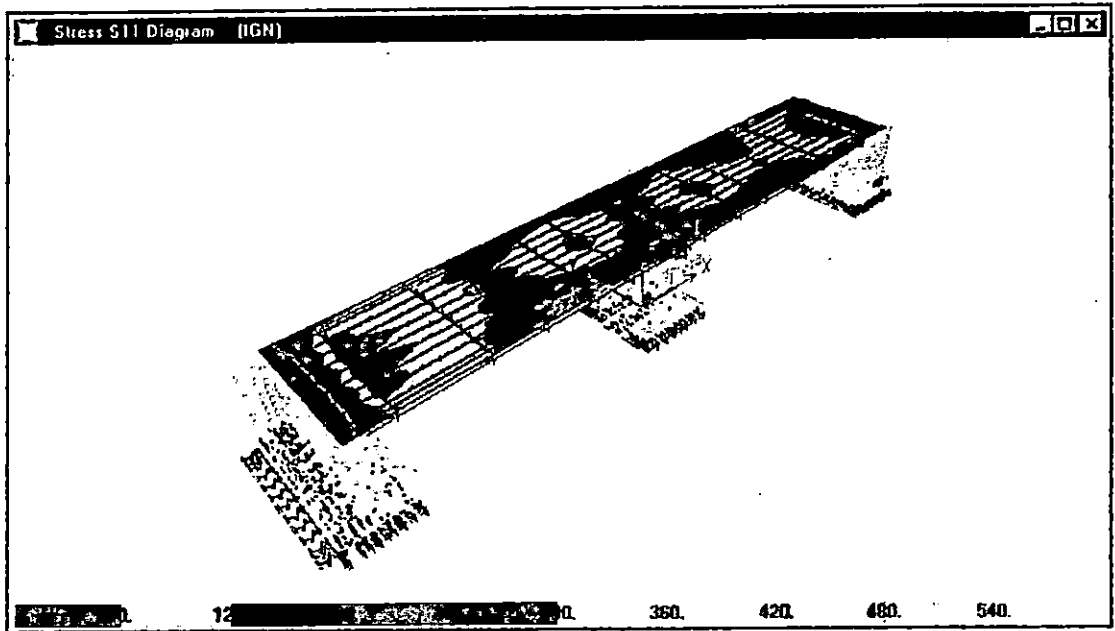


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



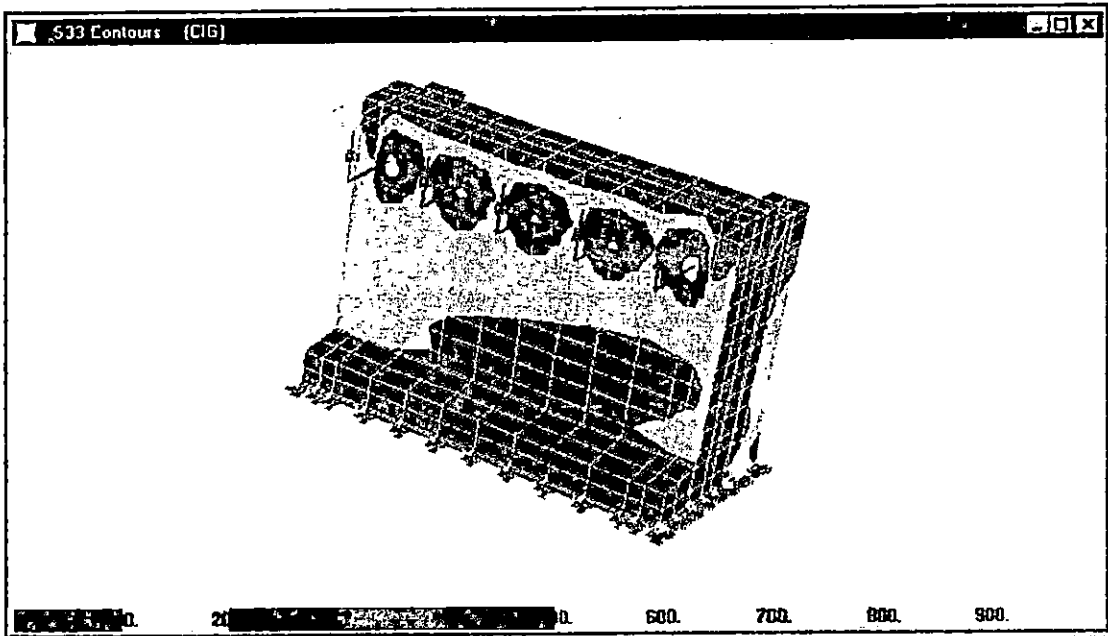
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN. (CONT)

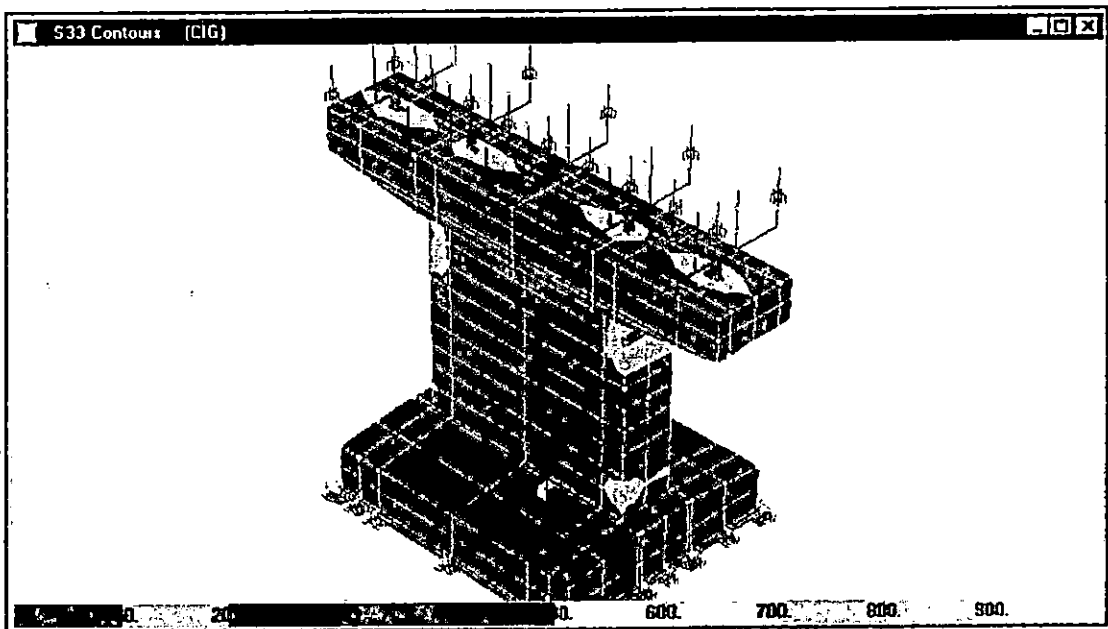


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.208 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

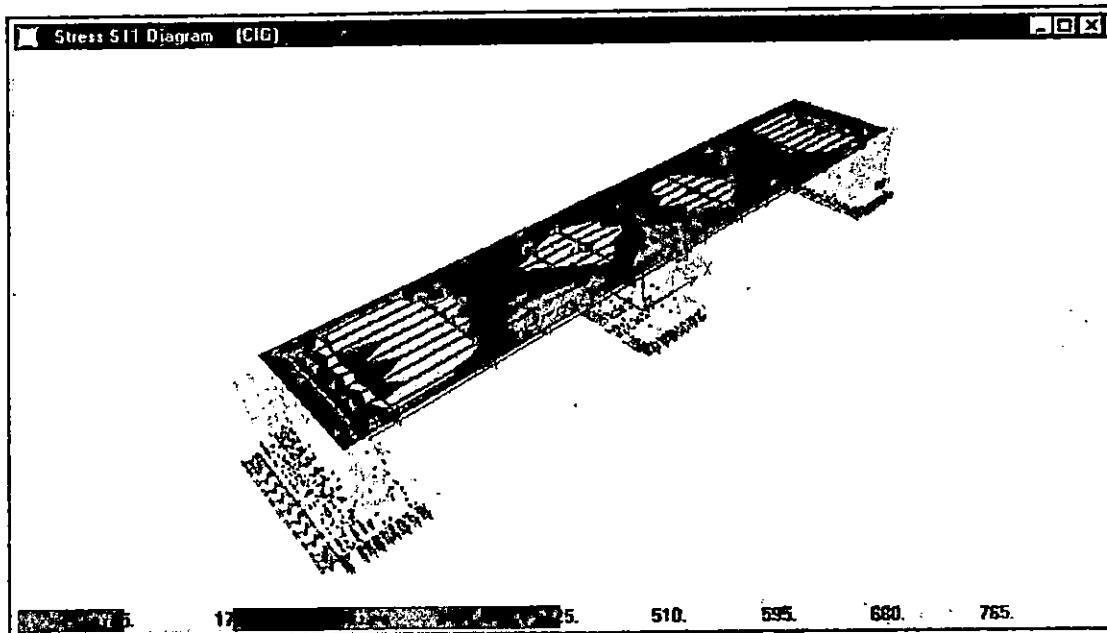


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



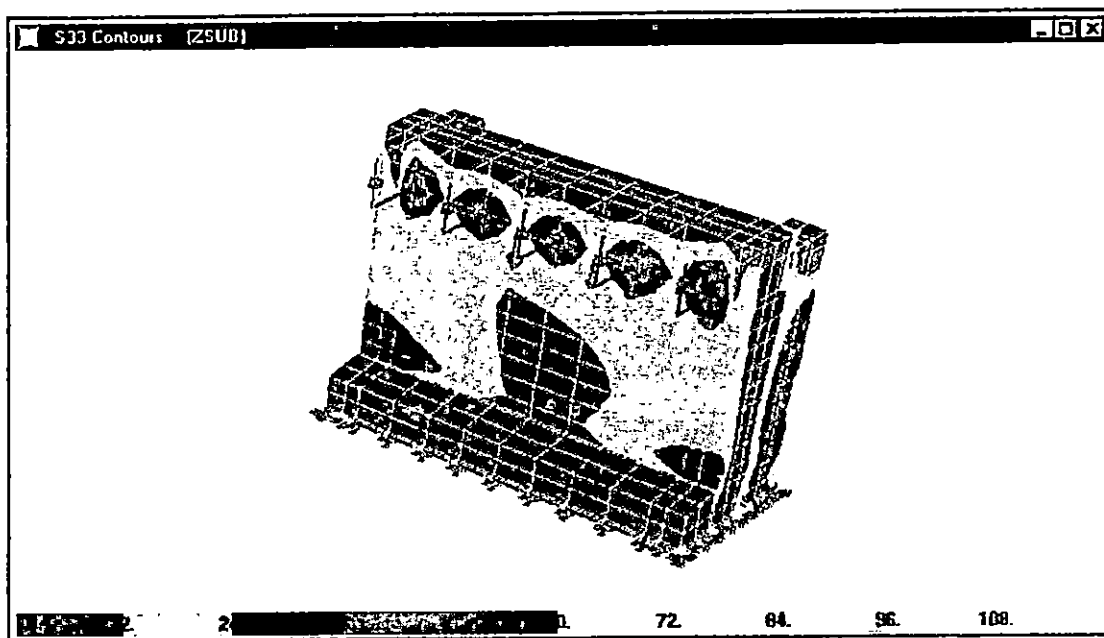
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG. (CONT)

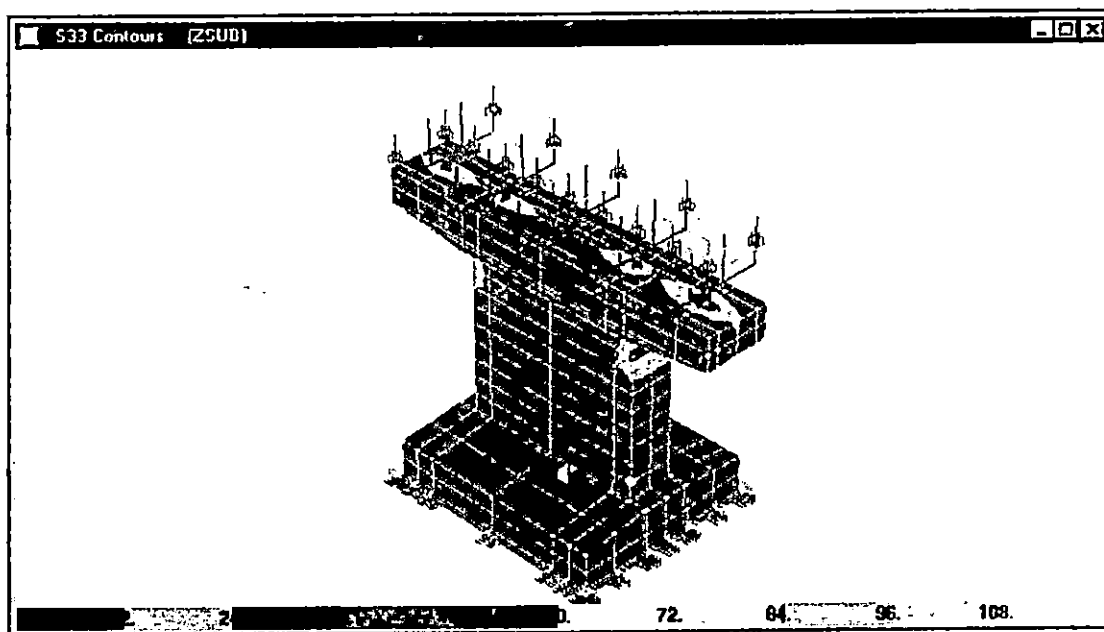


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.209 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

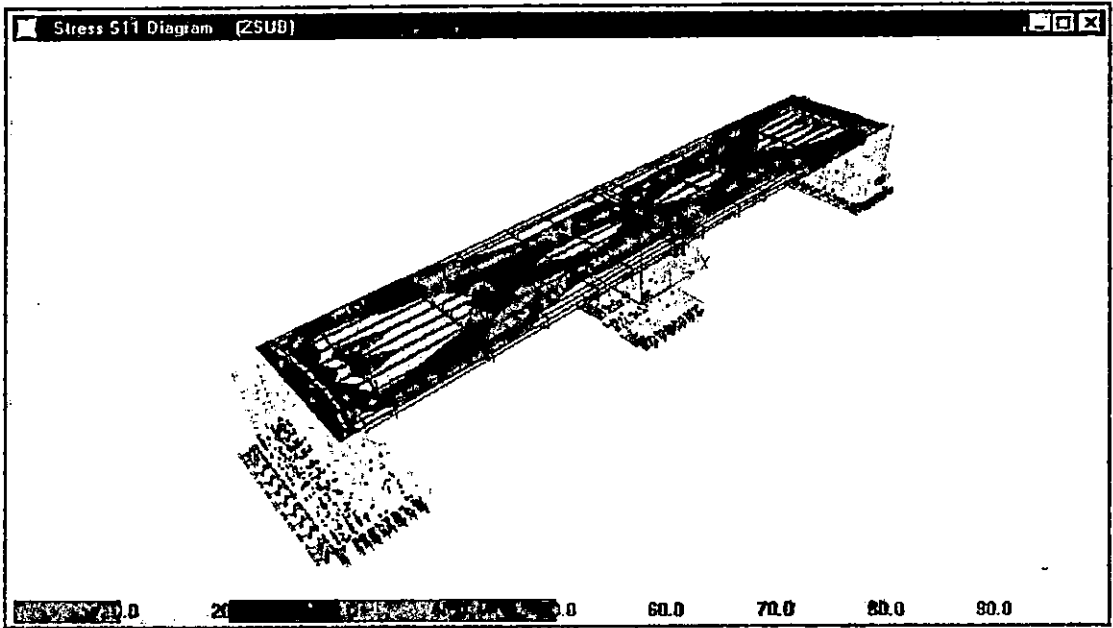


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.



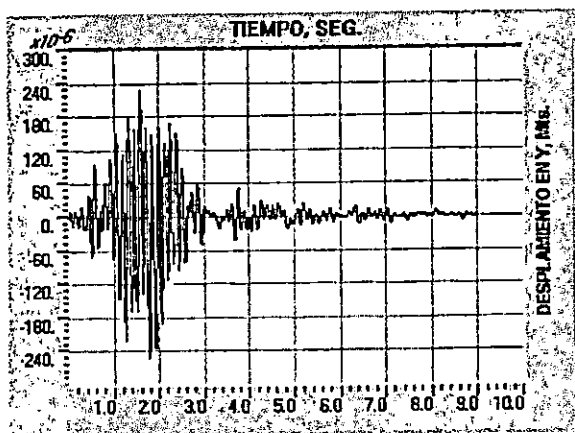
B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PILA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB. (CONT)

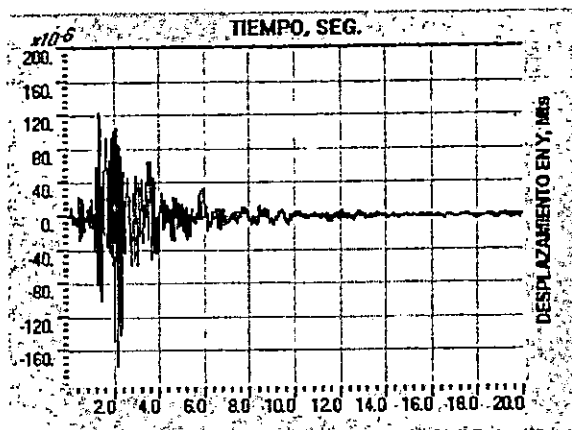


C. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

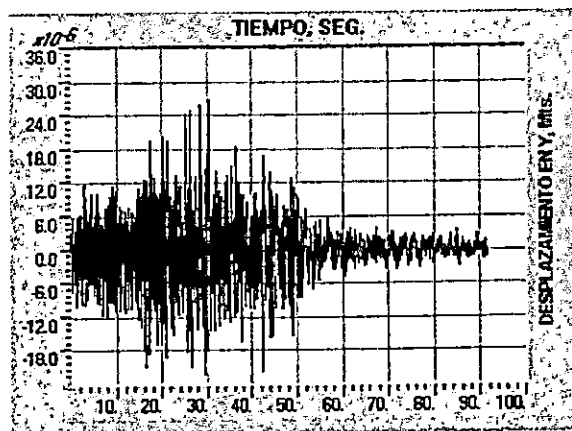
FIGURA No. 5.210 DESPLAZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE SAN ANTONIO.



A. REGISTRO DEL CIG.



B. REGISTRO DEL IGN.



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

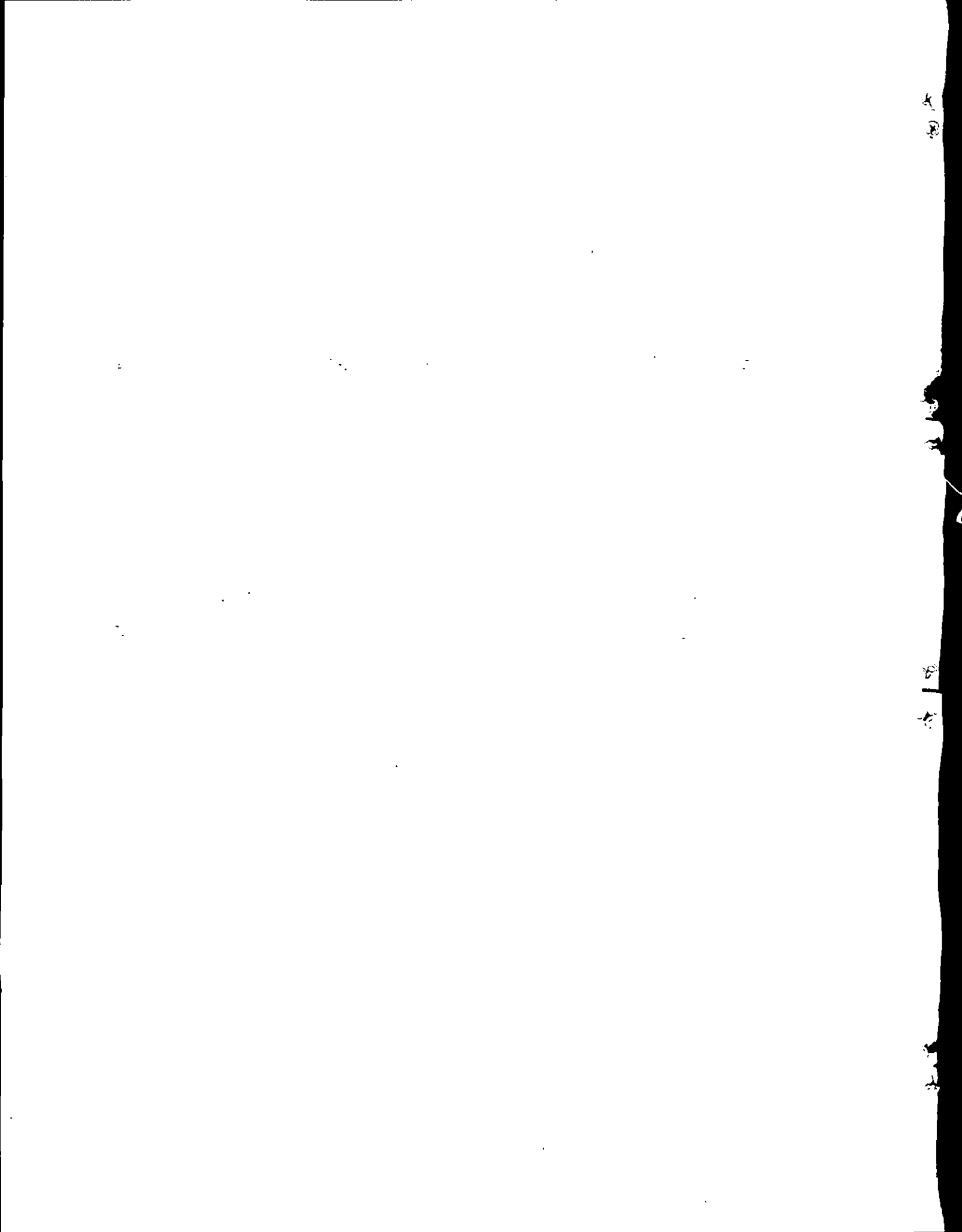
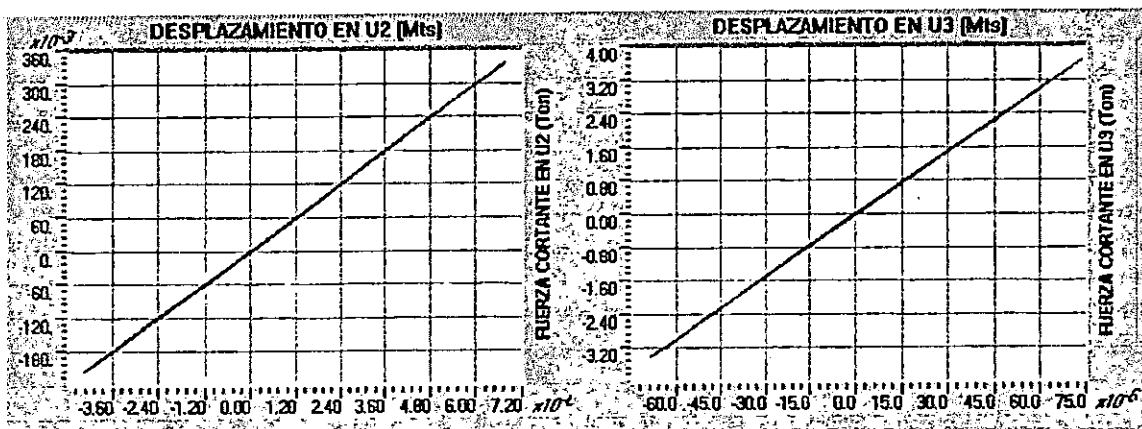
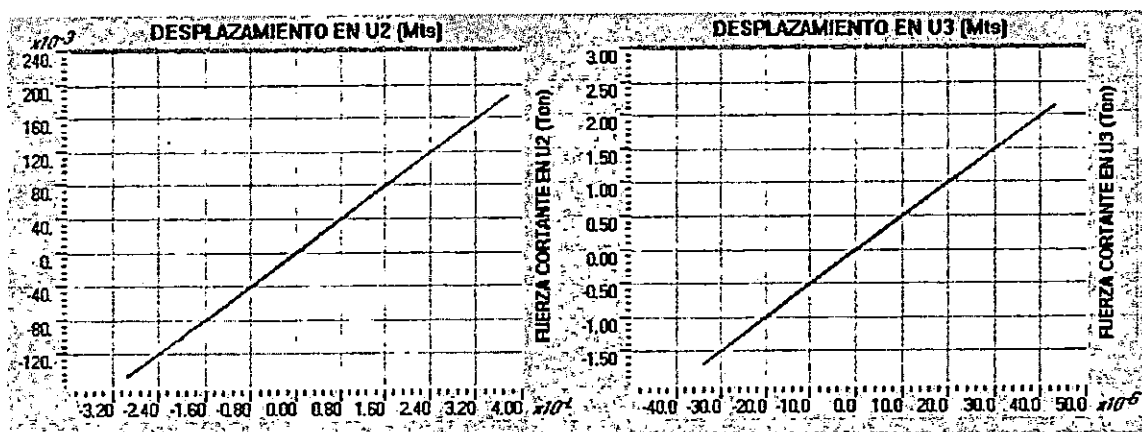


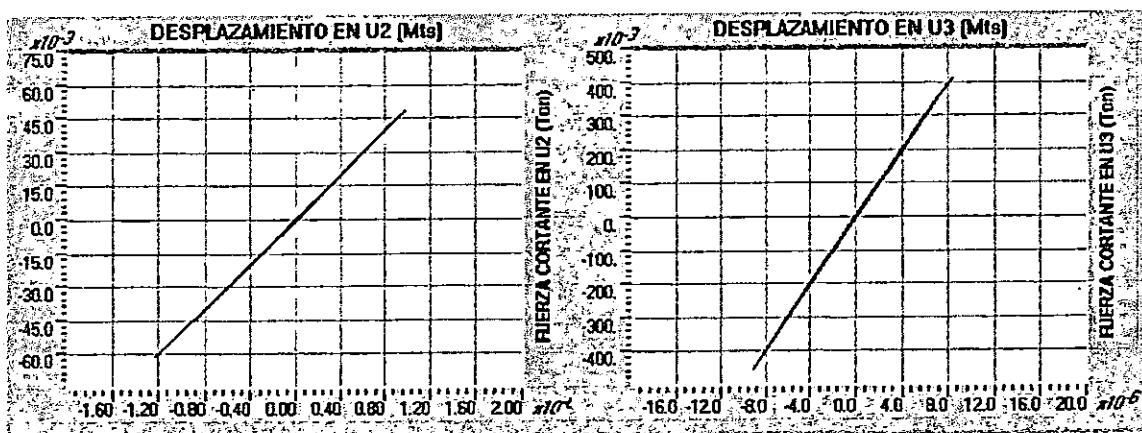
FIGURA No.5.211 RELACIONES F - D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE  
ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS



A. REGISTRO DEL CIG.

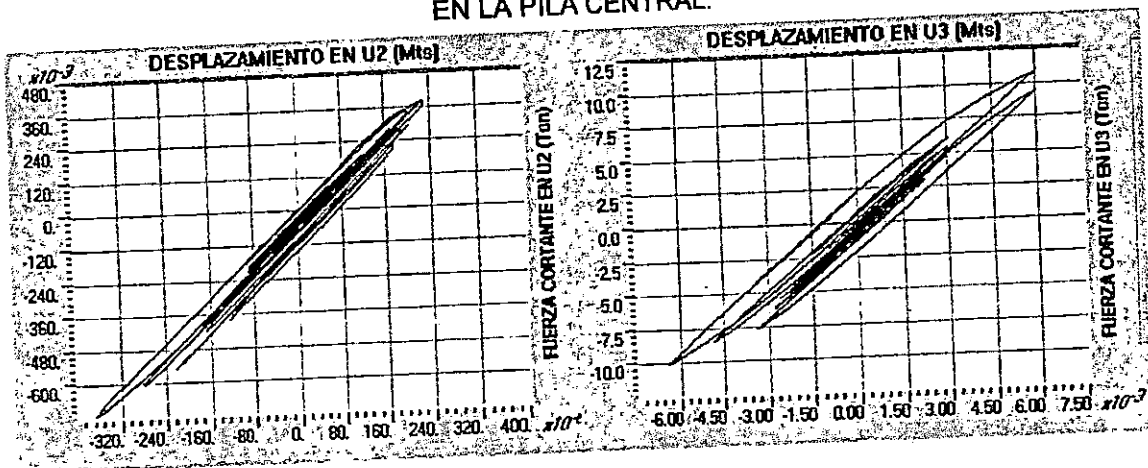


B. REGISTRO DEL IGN.

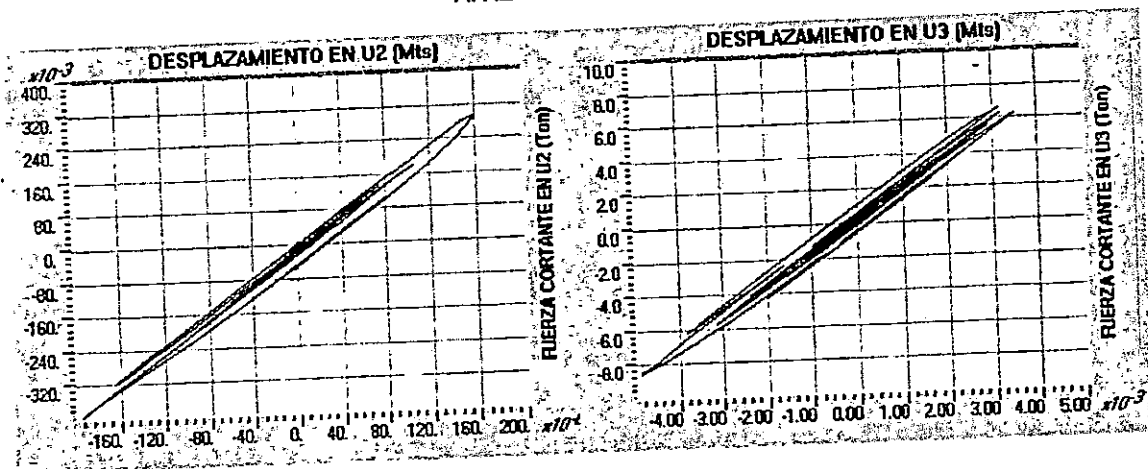


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

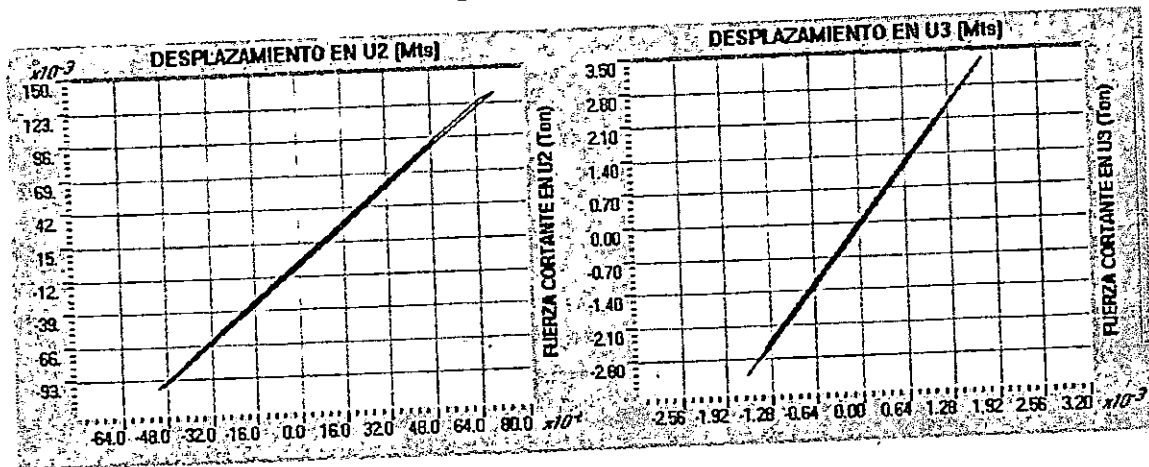
FIGURA No. 5.212 RELACION F - D PARA LOS APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA EN LA PILA CENTRAL.



A. REGISTRO DEL CIG.



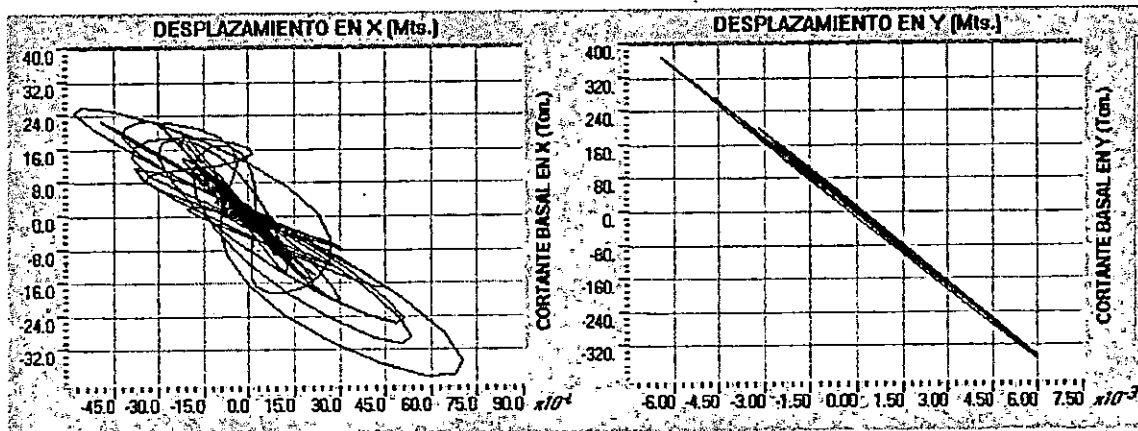
B. REGISTRO DEL IGN.



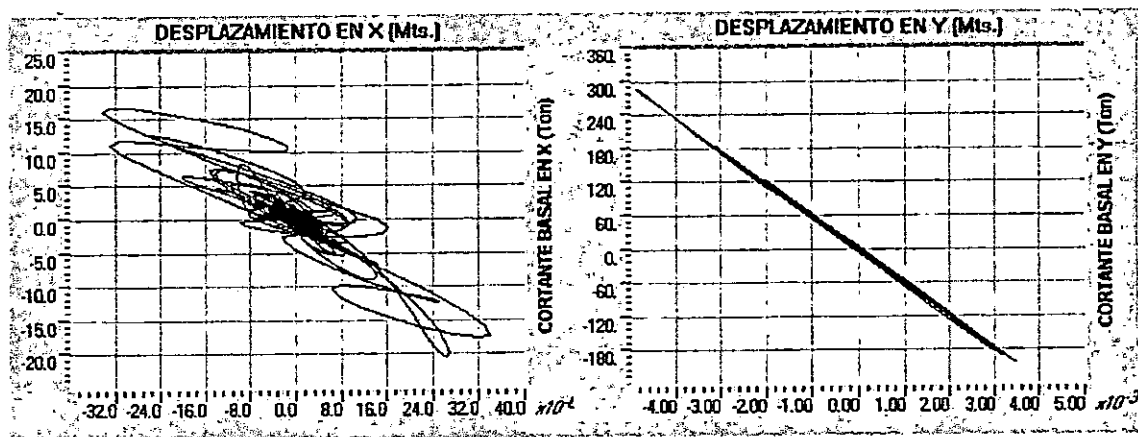
C. REGISTRO DE LA ZSUB.

PUENTE SAN ANTONIO.

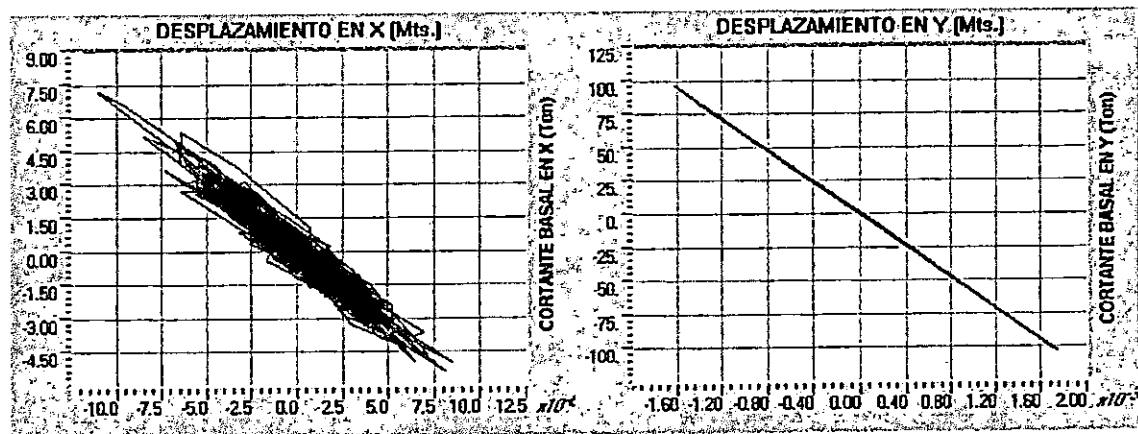
FIGURA No. 5.213 RELACION CORTANTE BASAL - DESPLAZAMIENTO EN LA PILA.



A. REGISTRO DEL CIG.

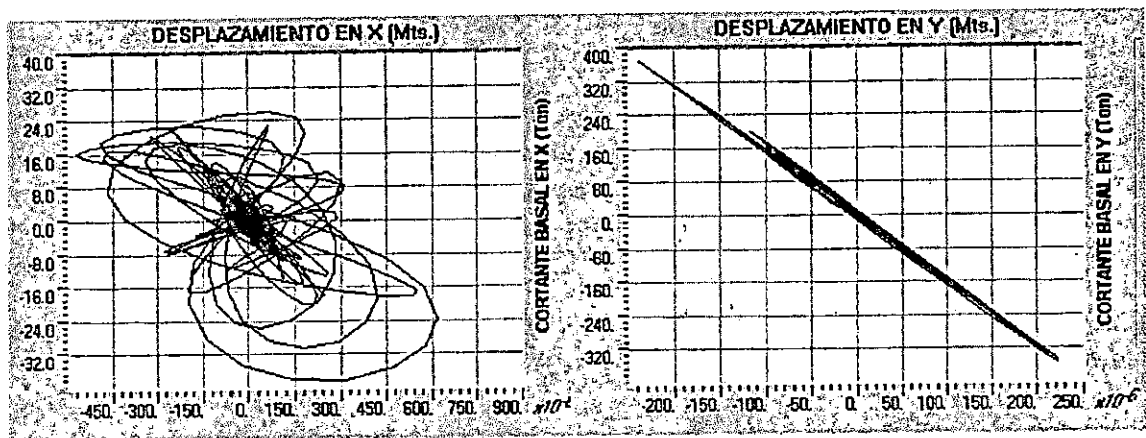


B. REGISTRO DEL IGN.

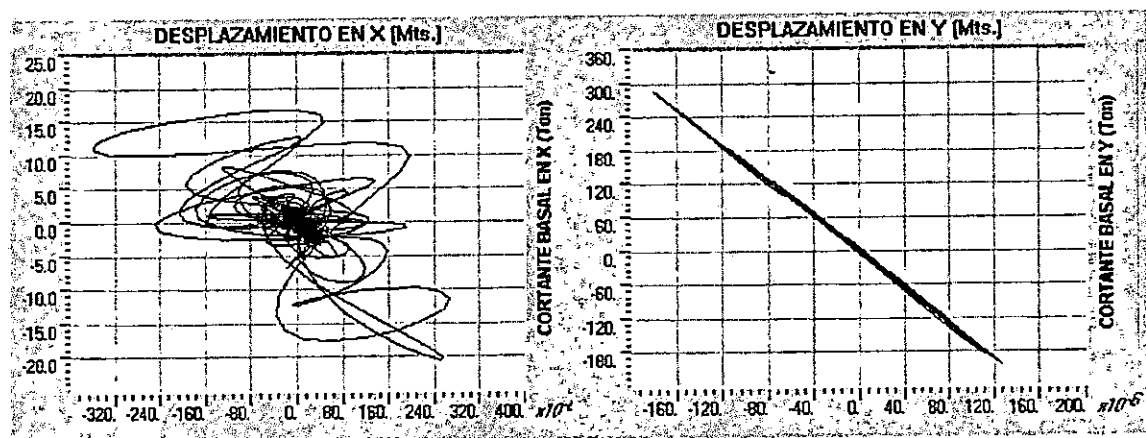


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

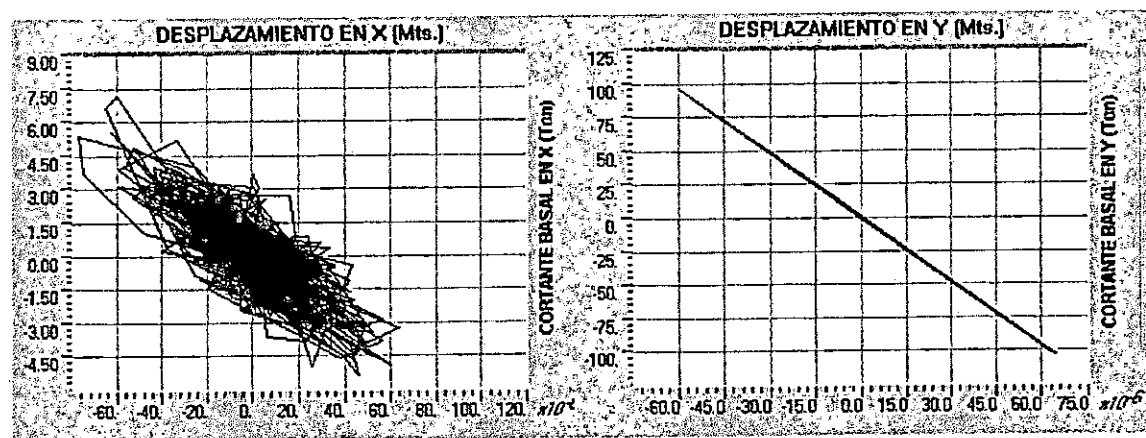
FIGURA No. 5.214 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.



A. REGISTRO DEL CIG.



B. REGISTRO DEL IGN.



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

MODELO No. 5 PUENTE JUAN BERTIS

ANALISIS NO LINEAL

TABLA No. 5.83 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.20200	0.1542	0.5001	0.0000	0.1542	0.5001	0.0000
2	0.18432	0.0000	0.0000	0.0811	0.1542	0.5001	0.0811
3	0.16685	2.1663	14.0883	0.0000	2.3205	14.5884	0.0811
4	0.14691	0.0000	0.0000	37.9108	2.3205	14.5884	37.9918
5	0.14338	0.2592	0.4114	0.0000	2.5797	14.9997	37.9918
6	0.14193	1.7237	0.5932	0.0000	4.3034	15.5930	37.9918
7	0.13626	0.0000	0.0000	0.0486	4.3034	15.5930	38.0404
8	0.13230	6.2713	2.4514	0.0000	10.5747	18.0444	38.0404
9	0.09771	0.0106	0.5131	0.0000	10.5854	18.5575	38.0404
10	0.09138	0.0000	0.0000	0.0080	10.5854	18.5575	38.0485
11	0.08960	0.0181	28.1476	0.0000	10.6035	46.7051	38.0485
12	0.06770	1.4354	0.0017	0.0000	12.0388	46.7068	38.0485
13	0.06519	0.0027	0.0876	0.0000	12.0415	46.7944	38.0485
14	0.06489	0.0000	0.0000	0.6287	12.0416	46.7944	38.6772
15	0.06369	0.0000	0.0000	0.2260	12.0416	46.7944	38.9031
16	0.05692	0.0000	0.0000	0.0008	12.0416	46.7944	38.9040
17	0.05668	0.0053	0.0029	0.0000	12.0469	46.7973	38.9040
18	0.05434	0.0001	0.0050	0.0000	12.0470	46.8023	38.9040
19	0.05258	0.0000	0.0000	0.0007	12.0470	46.8023	38.9047
20	0.05123	0.0024	0.0047	0.0000	12.0494	46.8070	38.9047

**PUENTE JUAN BERTIS**

**ANALISIS NO LINEAL**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.175 - 0.210	0.050 - 0.075	0.195 - 0.260	0.042 - 0.056	0.120 - 0.150	0.052 - 0.078
HIST min*	IGN	0.150 - 0.125	0.050 - 0.025	0.325 - 0.260	0.075 - 0.060	0.090 - 0.060	0.084 - 0.056
HIST max	CIG	0.150 - 0.180	0.028 - 0.056	0.180 - 0.240	0.045 - 0.060	0.084 - 0.112	0.050 - 0.075
HIST min*	CIG	0.180 - 0.150	0.048 - 0.024	0.240 - 0.180	0.051 - 0.034	0.112 - 0.084	0.072 - 0.048
HIST max	ZSUB	0.024 - 0.030	0.006 - 0.012	0.030 - 0.040	0.007 - 0.010	0.015 - 0.020	0.01 - 0.015
HIST min*	ZSUB	0.030 - 0.024	0.010 - 0.005	0.033 - 0.022	0.008 - 0.004	0.020 - 0.015	0.014 - 0.009

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL CIG.

**TABLA No. 5.84 VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

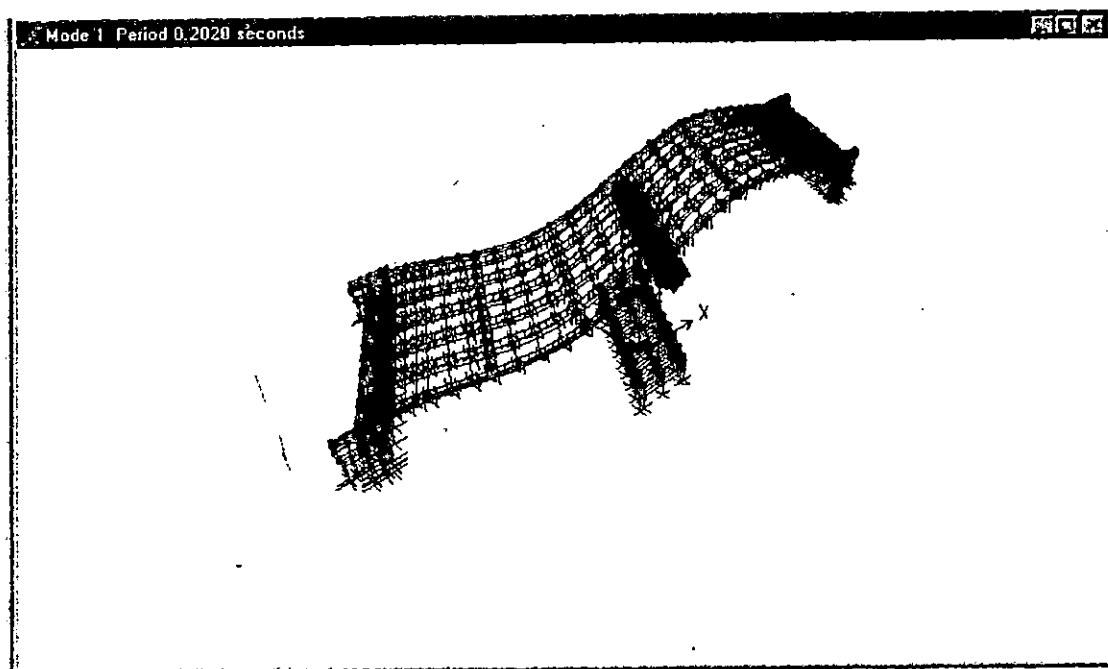
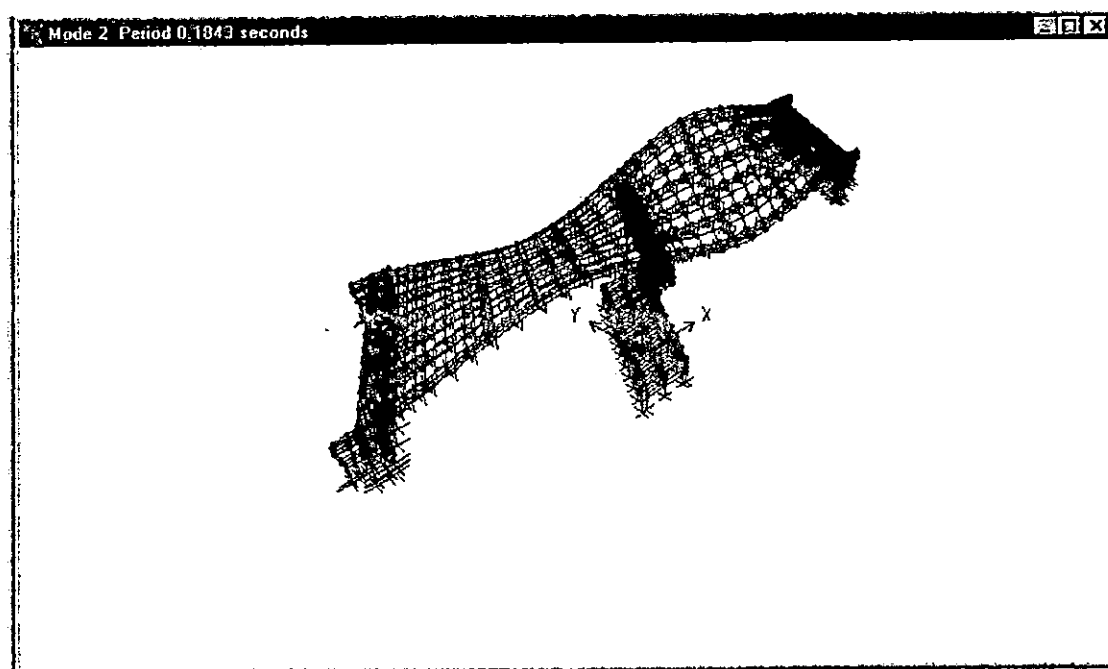
HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.320 - 0.40	0.280 - 0.350	0.066 - 0.088	0.016 - 0.020	0.012 - 0.018
HIST min*	IGN	0.450 - 0.375	0.360 - 0.30	0.125 - 0.100	0.024 - 0.020	0.018 - 0.012
HIST max	CIG	0.280 - 0.350	0.240 - 0.30	0.072 - 0.096	0.014 - 0.018	0.011 - 0.017
HIST min*	CIG	0.420 - 0.35	0.420 - 0.350	0.088 - 0.066	0.021 - 0.018	0.017 - 0.011
HIST max	ZSUB	0.065 - 0.078	0.052 - 0.065	0.010 - 0.014	0.002 - 0.003	0.002 - 0.003
HIST min*	ZSUB	0.055 - 0.044	0.060 - 0.050	0.013 - 0.009	0.003 - 0.002	0.002 - 0.0016

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL IGN.

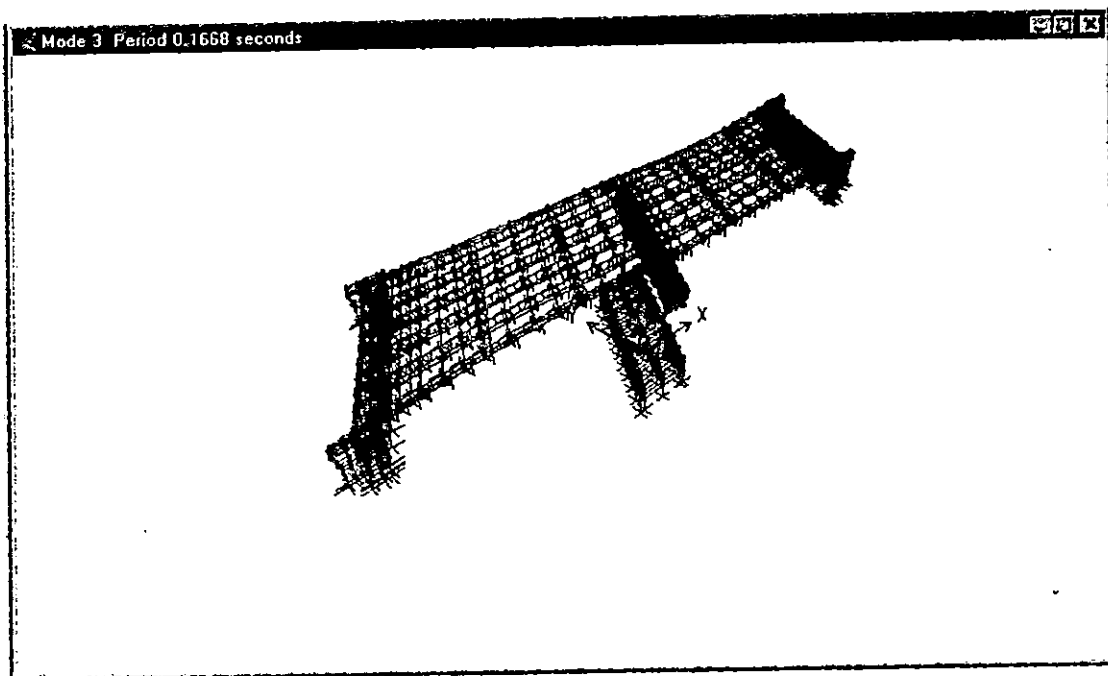
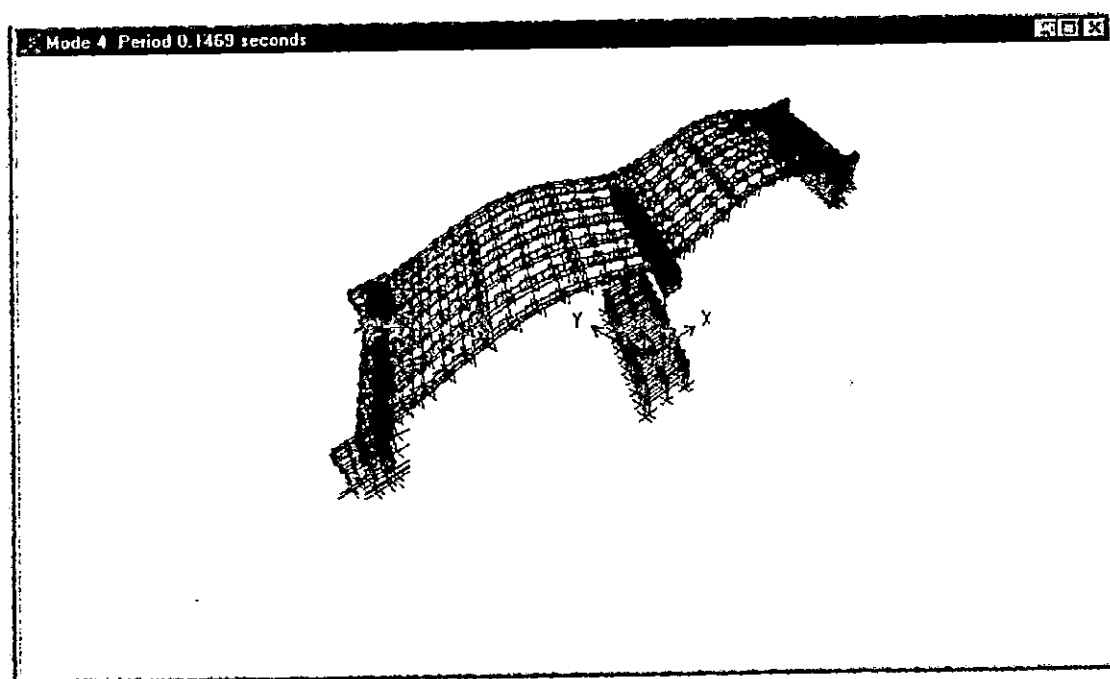
**TABLA No. 5.85 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

FIGURA No. 5.215 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE JUAN BERTIS.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.2020$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1843$  Seg.

## DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE JUAN BERTIS. (CONT)

C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.1668$  Seg.D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.1469$  Seg.

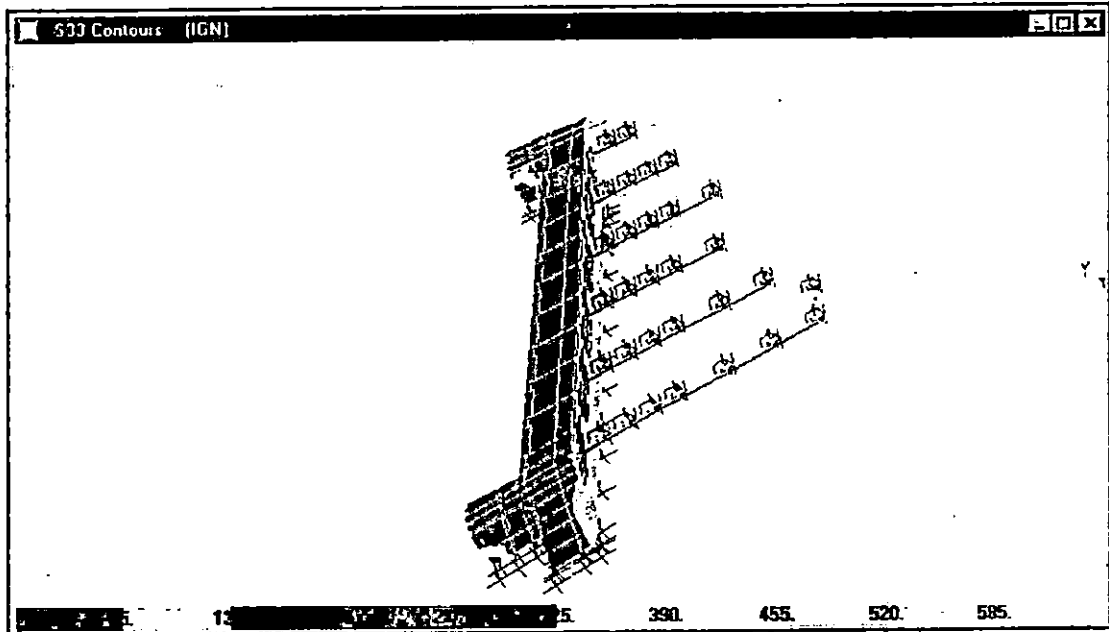
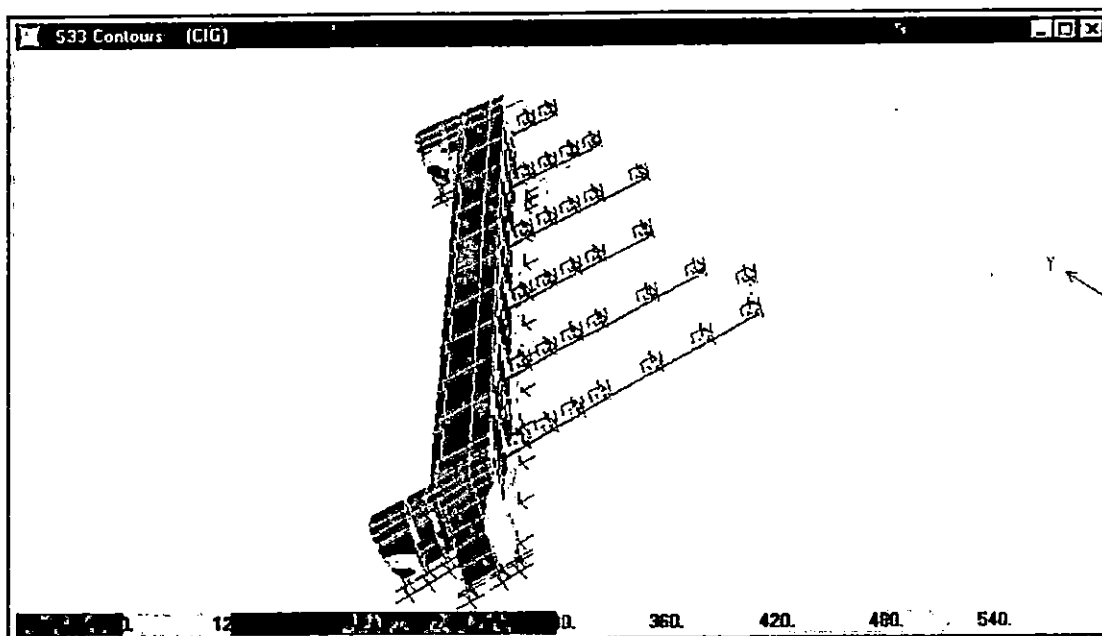
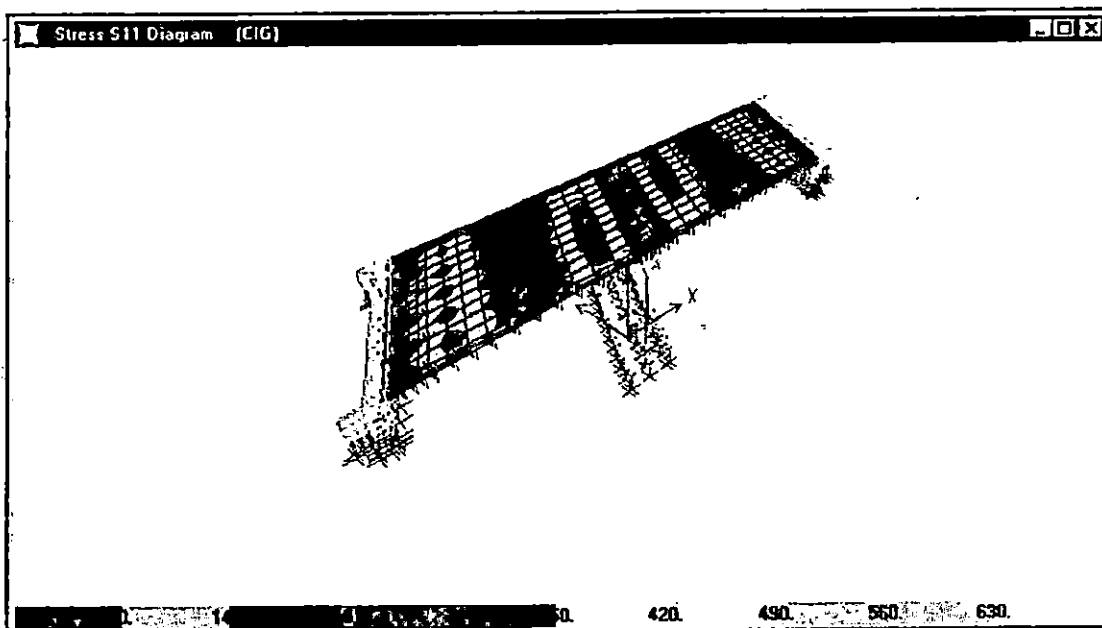
**PUENTE JUAN BERTIS.****FIGURA No. 5.216 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.**

FIGURA No. 5.217 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

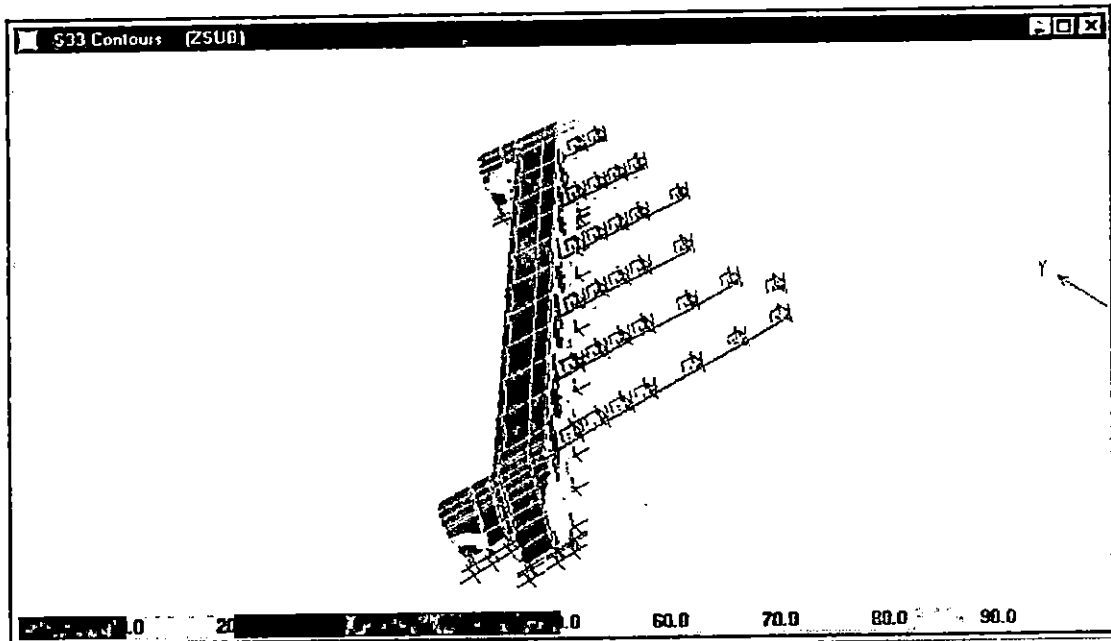


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

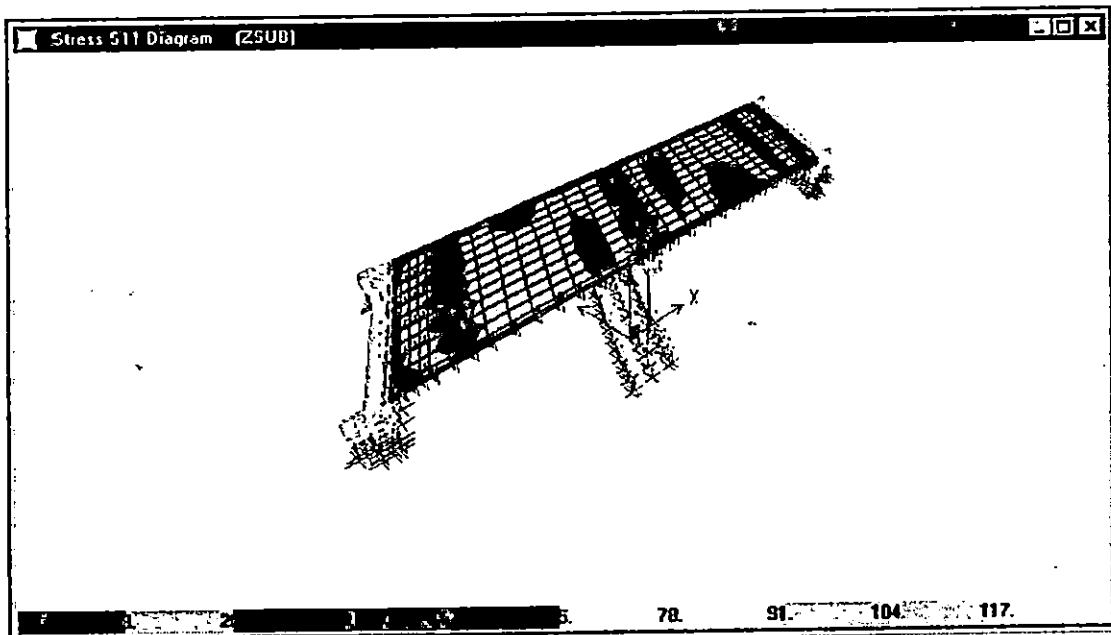


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.218 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

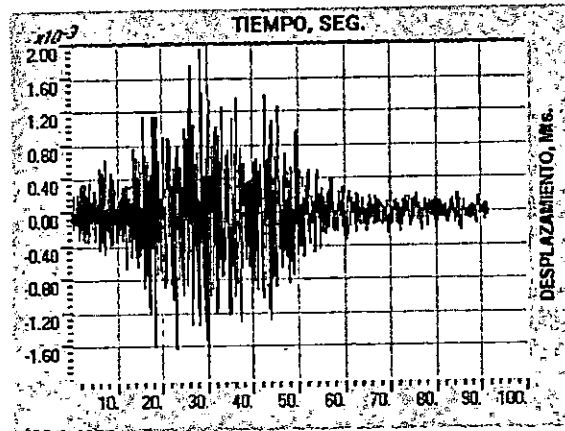


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

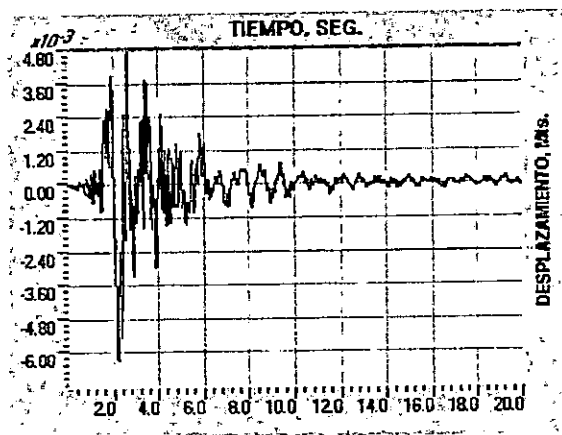


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

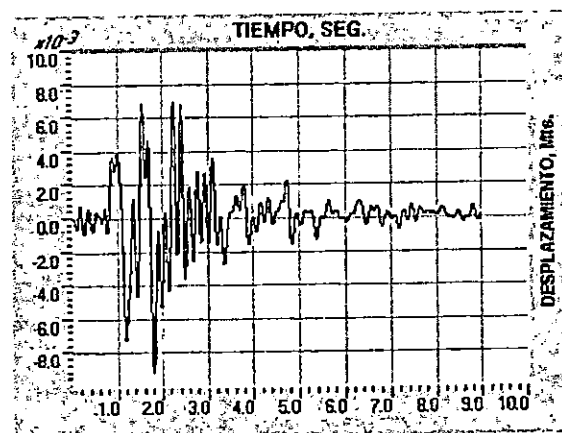
FIGURA No. 5.219 DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.



A. HISTORIA DE LA ZSUB.



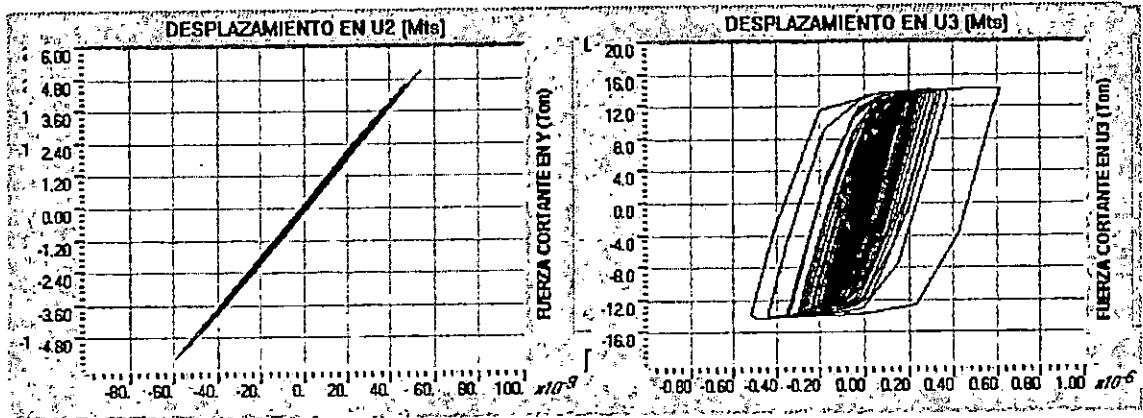
B. HISTORIA DEL CIG.



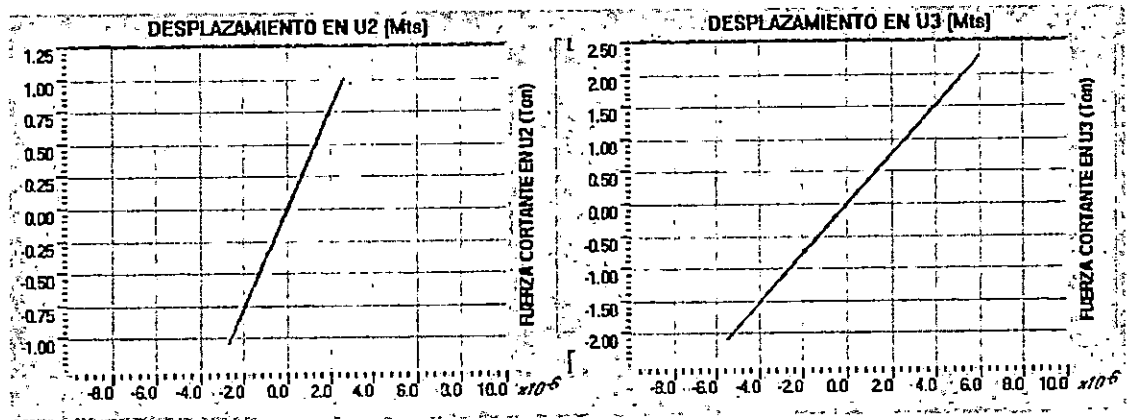
C. HISTORIA DEL IGN.

**PUENTE JUAN BERTIS.**

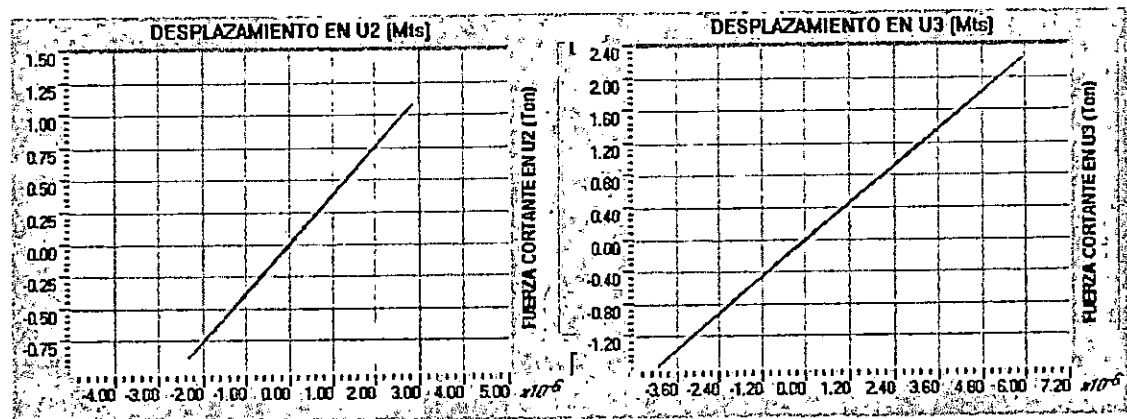
**FIGURA No. 5.220 RELACIONES F – D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS.**



**A. REGISTRO DE LA ZSUB.**

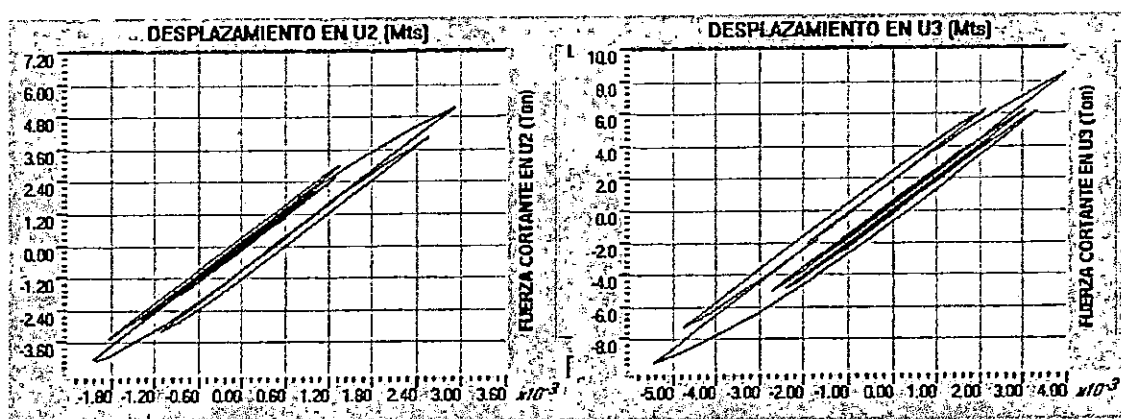
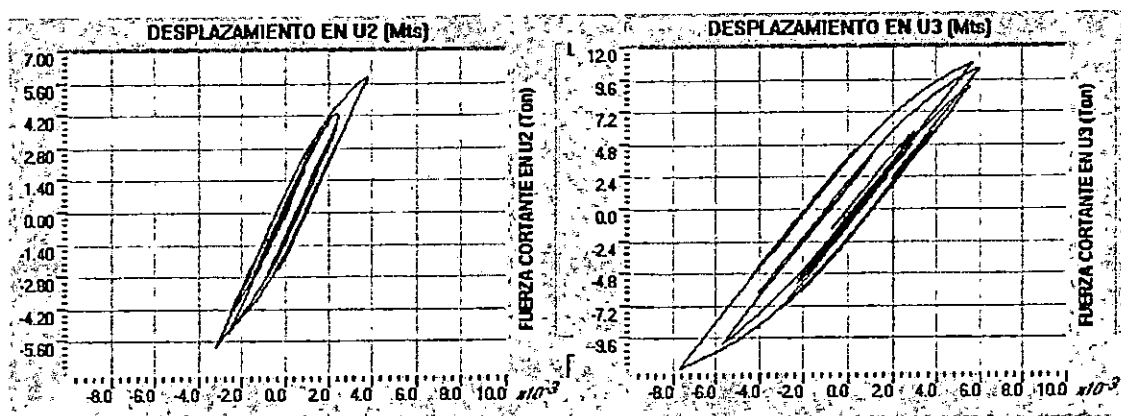
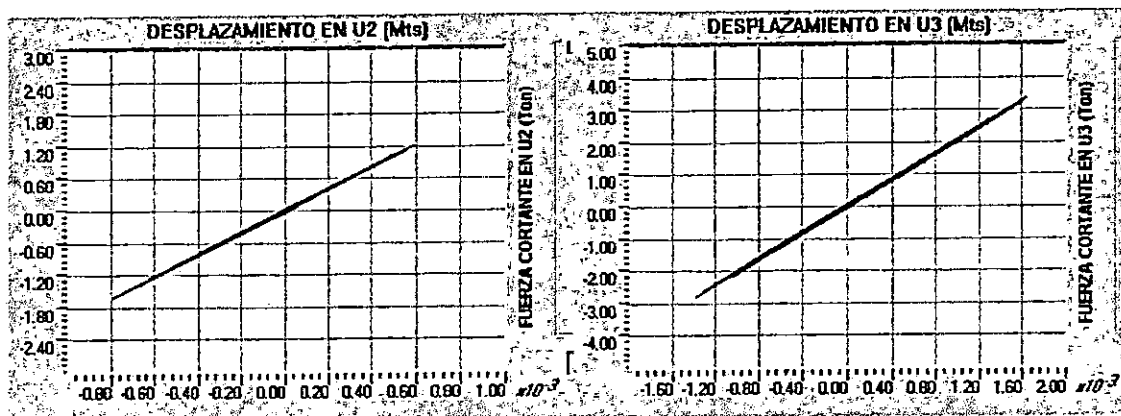


**B. REGISTRO DEL CIG.**



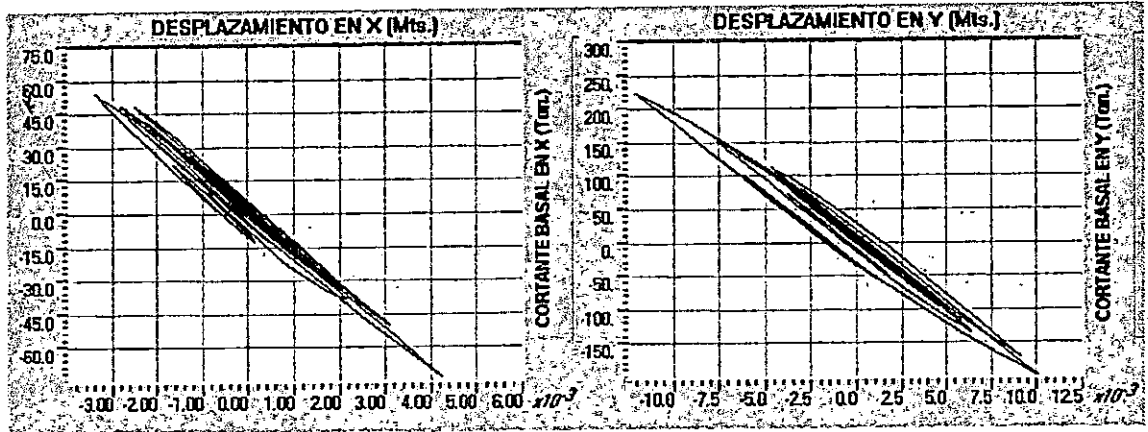
**C. REGISTRO DEL IGN.**

FIGURA No. 5.221 RELACIONES F – D PARA LOS APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA  
EN LA PILA CENTRAL.

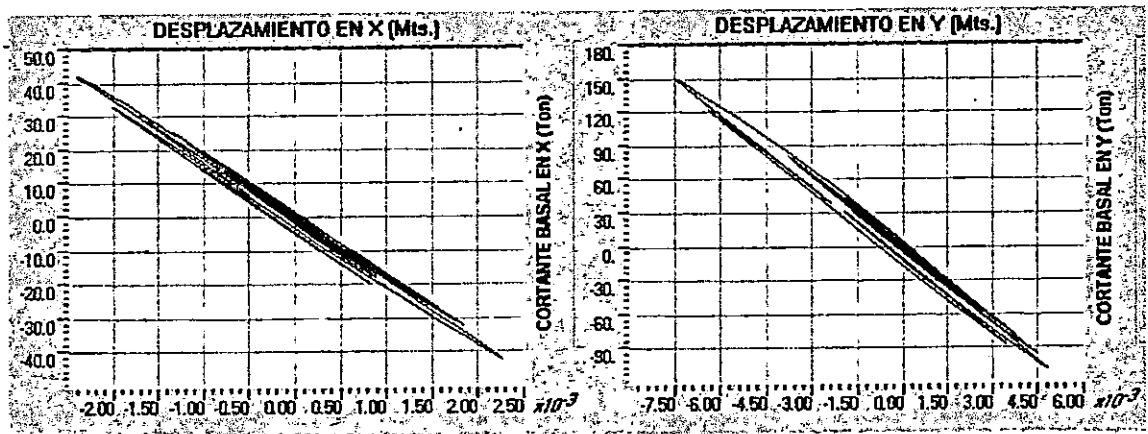


PUENTE JUAN BERTIS.

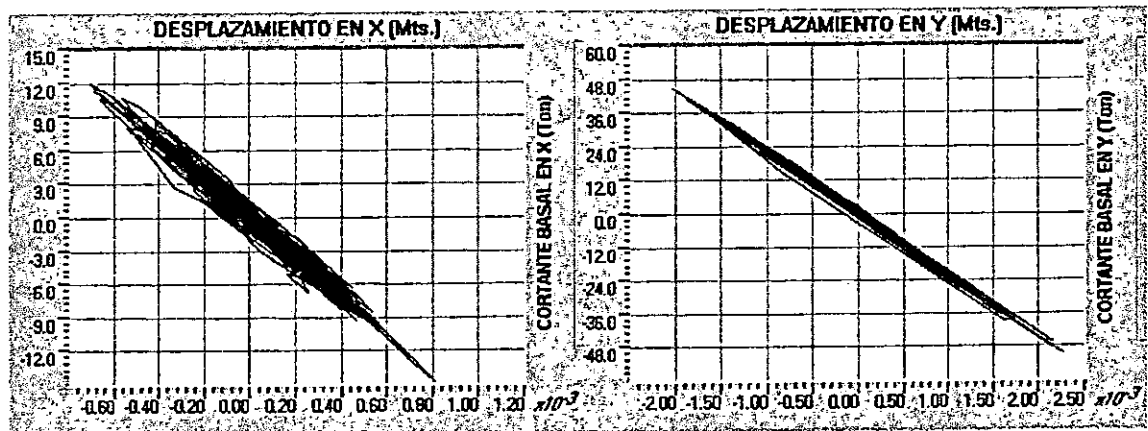
FIGURA No. 5.222 RELACION CORTANTE BASAL – DESPLAZAMIENTO EN LA PILA.



A. REGISTRO DEL CIG.

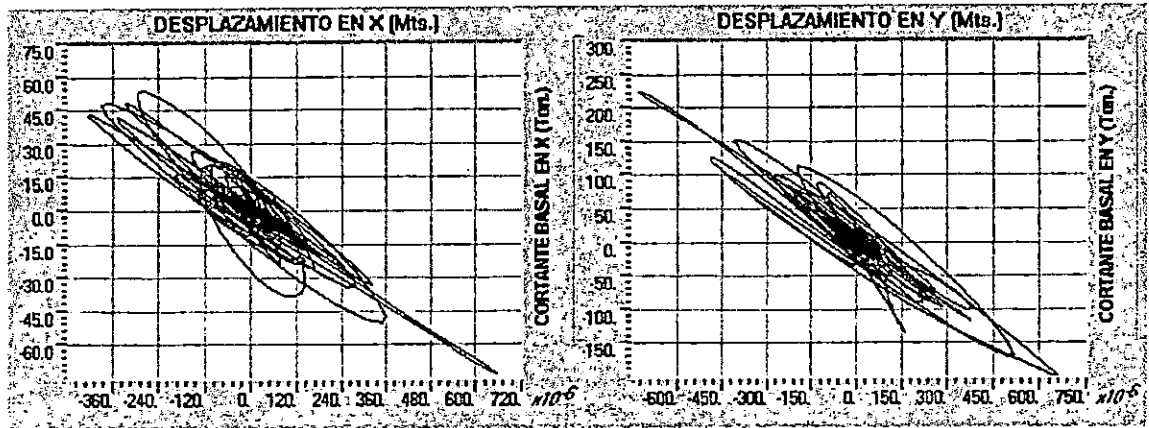


B. REGISTRO DEL IGN.

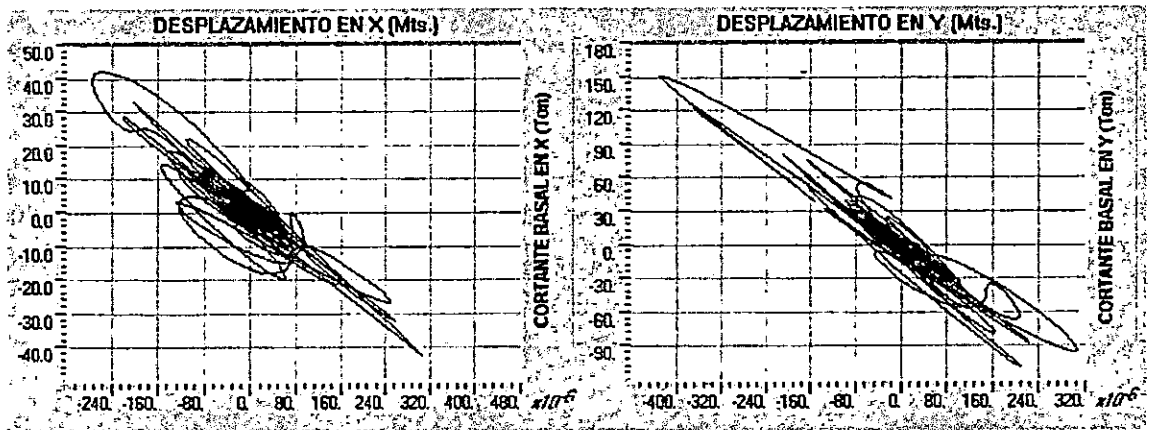


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

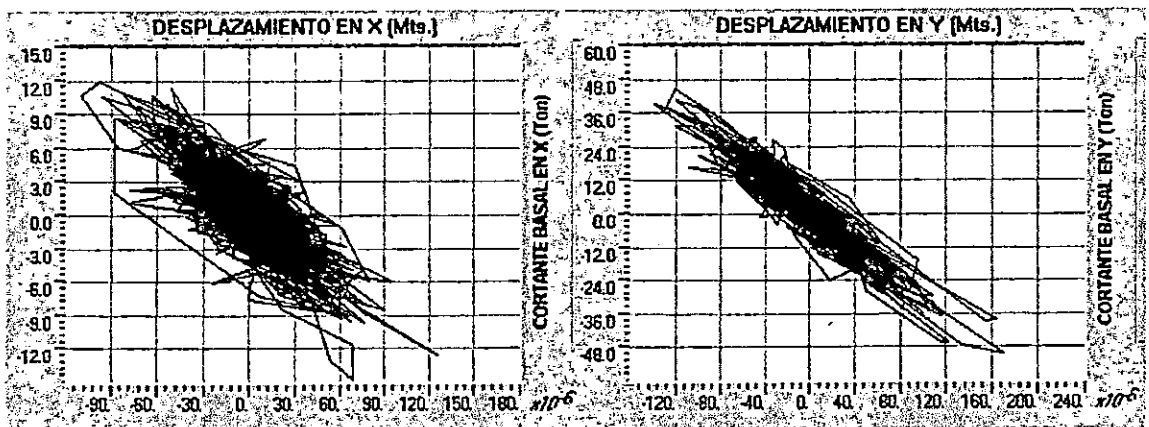
FIGURA No. 5.223 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.



A. REGISTRO DEL CIG.



B. REGISTRO DEL IGN.



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

MODELO No. 5 PUENTE JUAN BERTIS

ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

**TABLA No. 5.86 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE**

MODO	PERIODO	MODOS INDIVIDUALES (PORCENTAJE)			SUMA ACUMULATIVA (PORCENTAJE)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.21401	1.2197	1.9286	0.0000	1.2197	1.9286	0.0000
2	0.18608	0.0000	0.0000	0.0828	1.2197	1.9286	0.0828
3	0.17039	1.7112	17.3176	0.0000	2.9309	19.2462	0.0828
4	0.14871	0.0000	0.0000	36.2575	2.9309	19.2462	36.3404
5	0.14566	0.7447	0.5794	0.0000	3.6756	19.8256	36.3404
6	0.14207	1.2644	0.4466	0.0000	4.9400	20.2722	36.3404
7	0.13630	0.0000	0.0000	0.0207	4.9400	20.2722	36.3611
8	0.13312	7.8491	3.4373	0.0000	12.7891	23.7095	36.3611
9	0.10446	1.3381	23.4488	0.0000	14.1272	47.1583	36.3611
10	0.09771	0.2769	0.3415	0.0000	14.4041	47.4999	36.3611
11	0.09156	0.0000	0.0000	0.0070	14.4041	47.4999	36.3681
12	0.07652	24.0976	0.0391	0.0000	38.5017	47.5390	36.3681
13	0.06596	0.0001	0.0000	0.7158	38.5018	47.5390	37.0839
14	0.06576	0.0003	0.0010	0.0011	38.5022	47.5400	37.0850
15	0.06434	0.0007	0.0000	0.1065	38.5028	47.5400	37.1915
16	0.06024	23.9067	0.5379	0.0000	62.4096	48.0779	37.1915
17	0.05720	0.0000	0.0000	0.0009	62.4096	48.0779	37.1924
18	0.05666	0.1875	0.0167	0.0000	62.5971	48.0946	37.1924
19	0.05445	0.2545	0.0008	0.0000	62.8516	48.0954	37.1924
20	0.05281	0.0000	0.0000	0.0097	62.8516	48.0954	37.2021

**PUENTE JUAN BERTIS**

**ANALISIS NO LINEAL CONSIDERANDO INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )					
		S11	S22	S33	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.090 - 0.135	0.075 - 0.100	0.350 - 0.420	0.060 - 0.075	0.140 - 0.175	0.112 - 0.140
HIST min*	IGN	0.140 - 0.105	0.100 - 0.075	0.420 - 0.350	0.064 - 0.048	0.150 - 0.120	0.140 - 0.120
HIST max	CIG	0.110 - 0.165	0.060 - 0.090	0.300 - 0.360	0.060 - 0.075	0.112 - 0.140	0.100 - 0.125
HIST min*	CIG	0.135 - 0.090	0.072 - 0.048	0.360 - 0.300	0.076 - 0.057	0.130 - 0.104	0.120 - 0.096
HIST max	ZSUB	0.030 - 0.045	0.016 - 0.024	0.077 - 0.088	0.010 - 0.015	0.024 - 0.030	0.020 - 0.024
HIST min*	ZSUB	0.028 - 0.014	0.0225 - 0.015	0.084 - 0.070	0.0165 - 0.011	0.025 - 0.020	0.025 - 0.020

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL IGN.

**TABLA No. 5.87 VARIACION DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS**

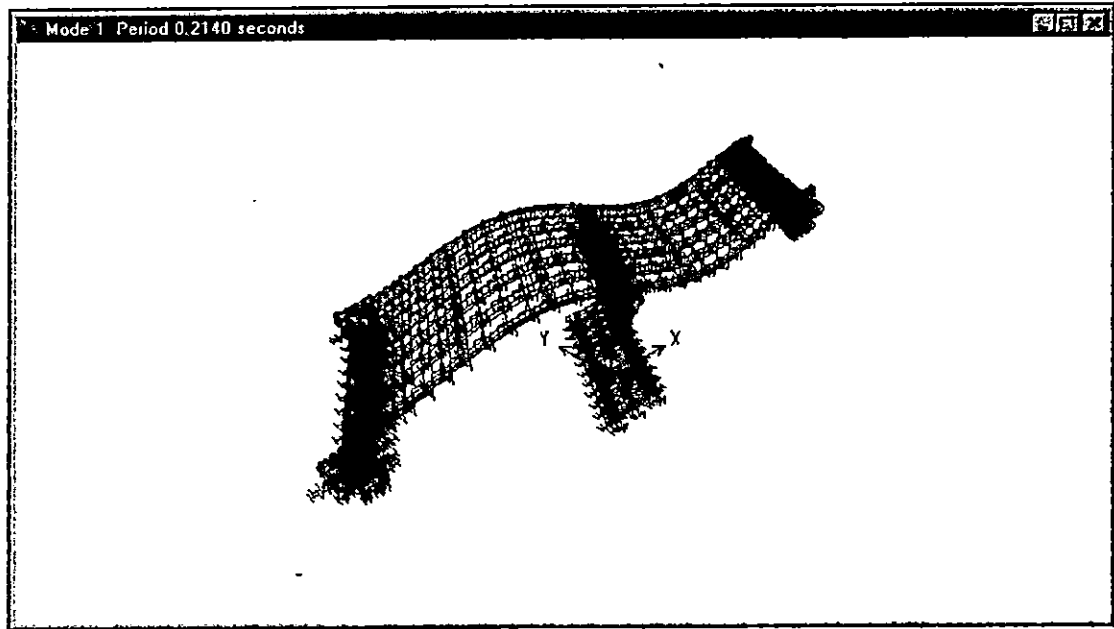
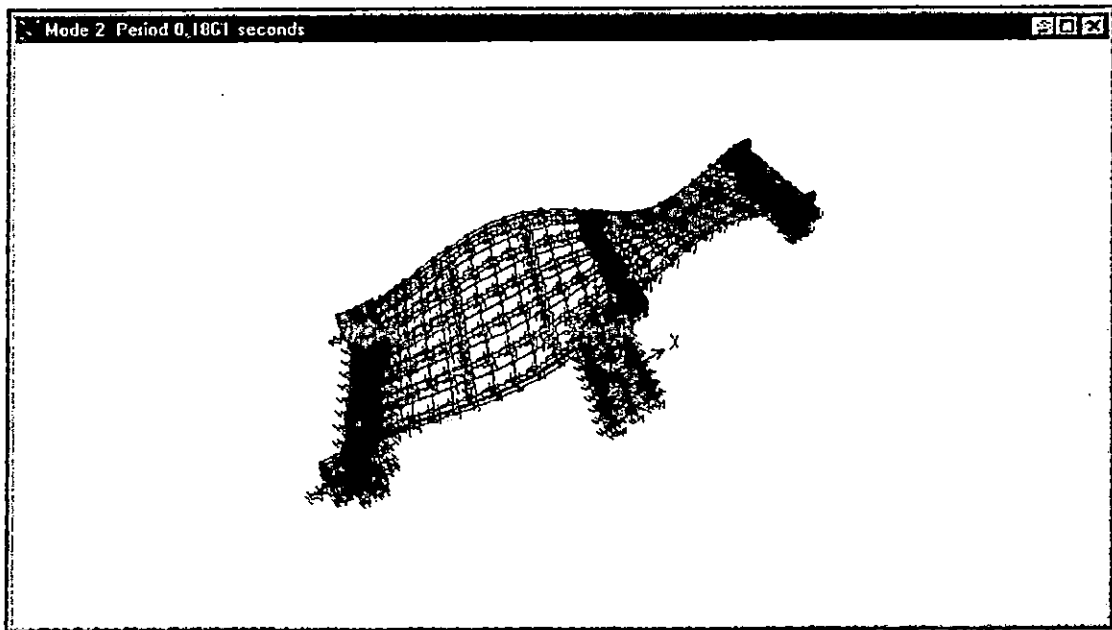
HISTORIA	REGISTRO	COMPONENTES DE ESFUERZO $\times 10^3$ (Ton / m <sup>2</sup> )				
		S11	S22	S12	S13	S23
HIST max	IGN	0.400 - 0.480	0.450 - 0.525	0.088 - 0.110	0.0225 - 0.027	0.013 - 0.020
HIST min*	IGN	0.425 - 0.340	0.480 - 0.420	0.144 - 0.120	0.032 - 0.028	0.0275 - 0.022
HIST max	CIG	0.260 - 0.325	0.420 - 0.490	0.080 - 0.100	0.014 - 0.0175	0.020 - 0.025
HIST min*	CIG	0.390 - 0.325	0.420 - 0.350	0.120 - 0.100	0.0175 - 0.014	0.015 - 0.010
HIST max	ZSUB	0.060 - 0.075	0.090 - 0.105	0.016 - 0.020	0.0035 - 0.004	0.002 - 0.003
HIST min*	ZSUB	0.070 - 0.056	0.072 - 0.060	0.0165 - 0.011	0.004 - 0.0035	0.004 - 0.003

EL SISMO QUE GENERA LOS MAYORES ESFUERZOS ES EL REGISTRO DEL IGN.

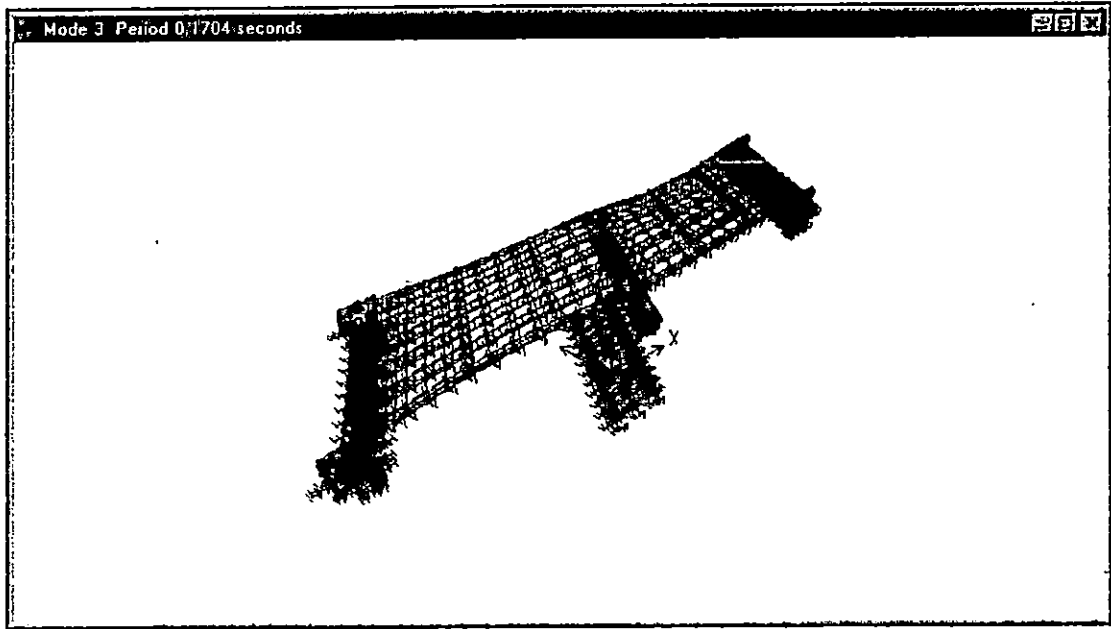
**TABLA No. 5.88 VARIACION DE ESFUERZOS EN LA LOSA.**

\* Los valores de esfuerzos para las historias mínimas (HIST min) son negativos.

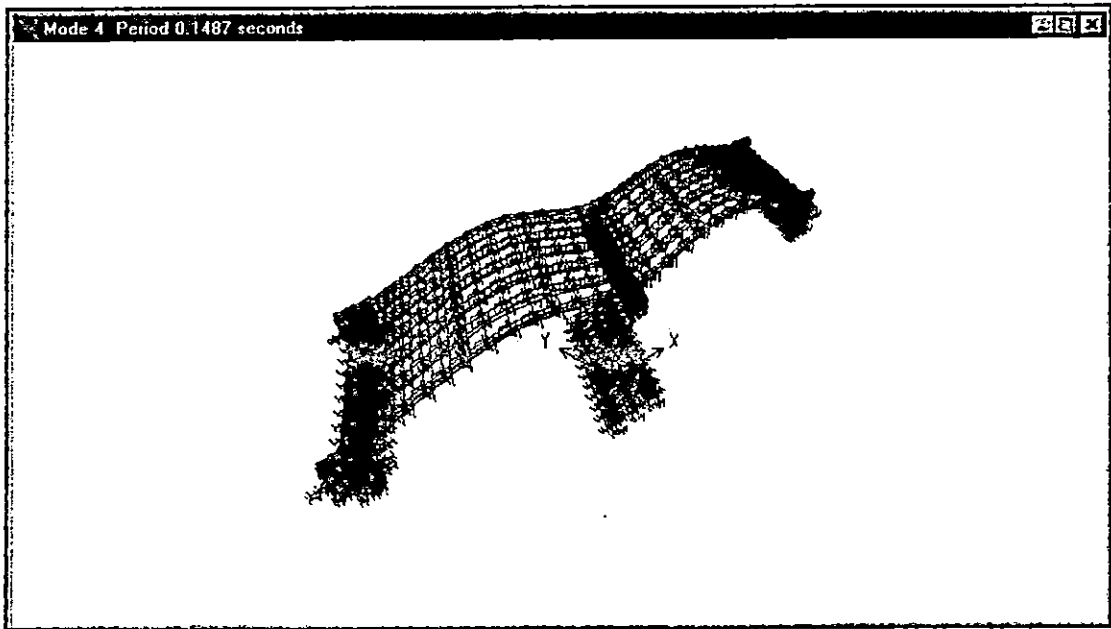
FIGURA No. 5.224 DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE JUAN BERTIS.

A. DEFORMADA MODAL PARA  $T_1 = 0.2140$  Seg.B. DEFORMADA MODAL PARA  $T_2 = 0.1861$  Seg.

DEFORMADAS MODALES DEL PUENTE JUAN BERTIS. (CONT)



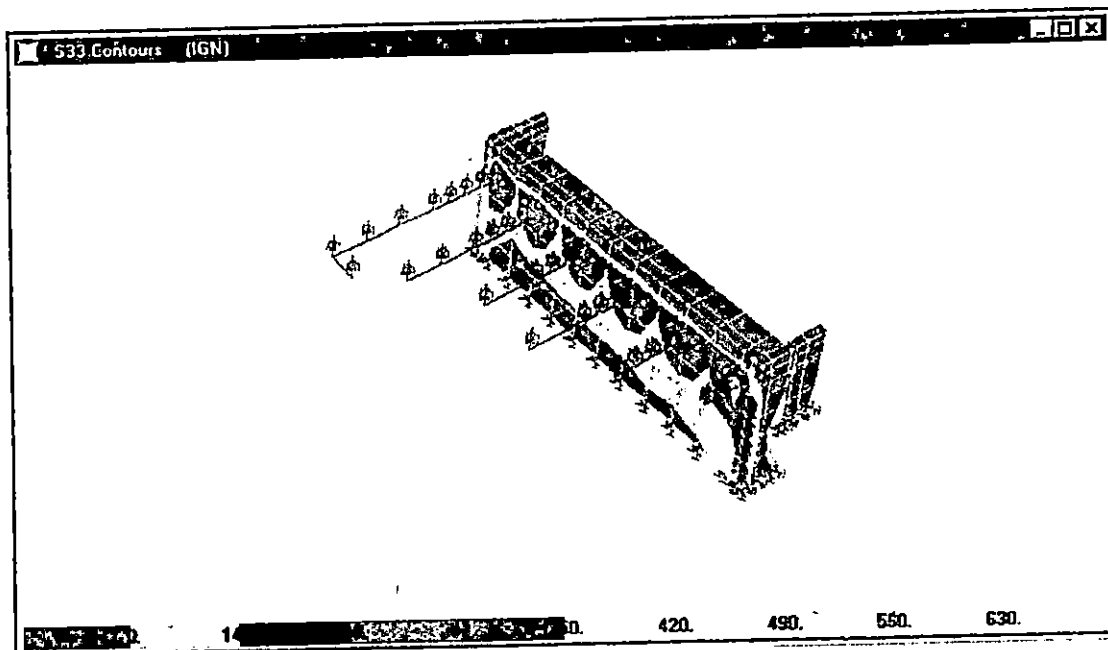
C. DEFORMADA MODAL PARA  $T_3 = 0.1704$  Seg.



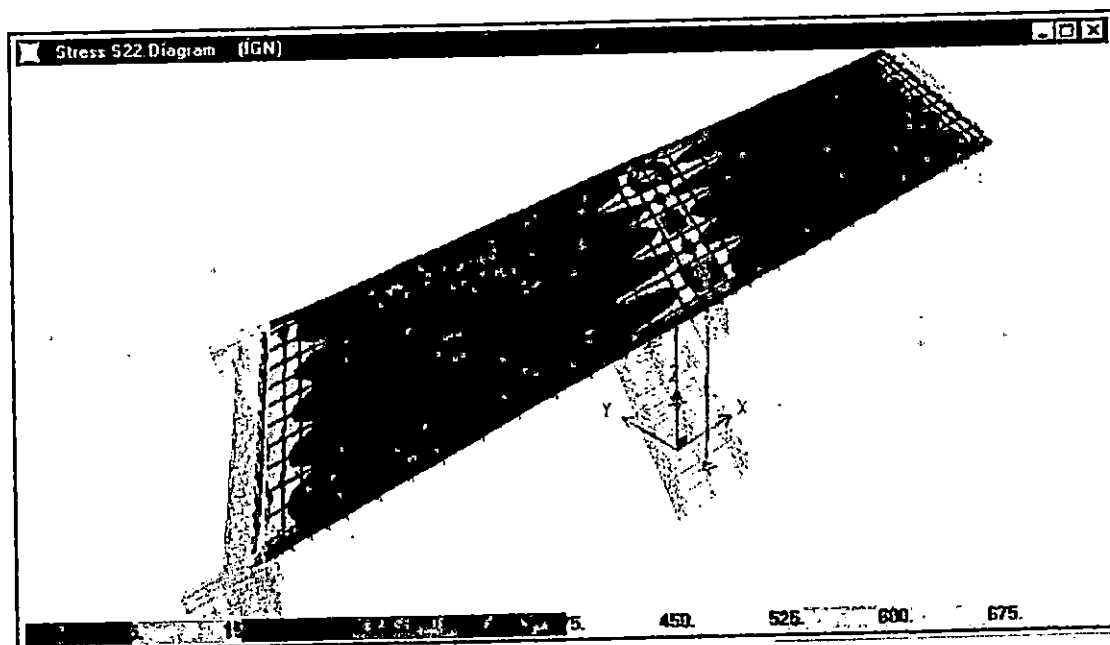
D. DEFORMADA MODAL PARA  $T_4 = 0.1487$  Seg.

## PUENTE JUAN BERTIS.

FIGURA No. 5.225 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL IGN.

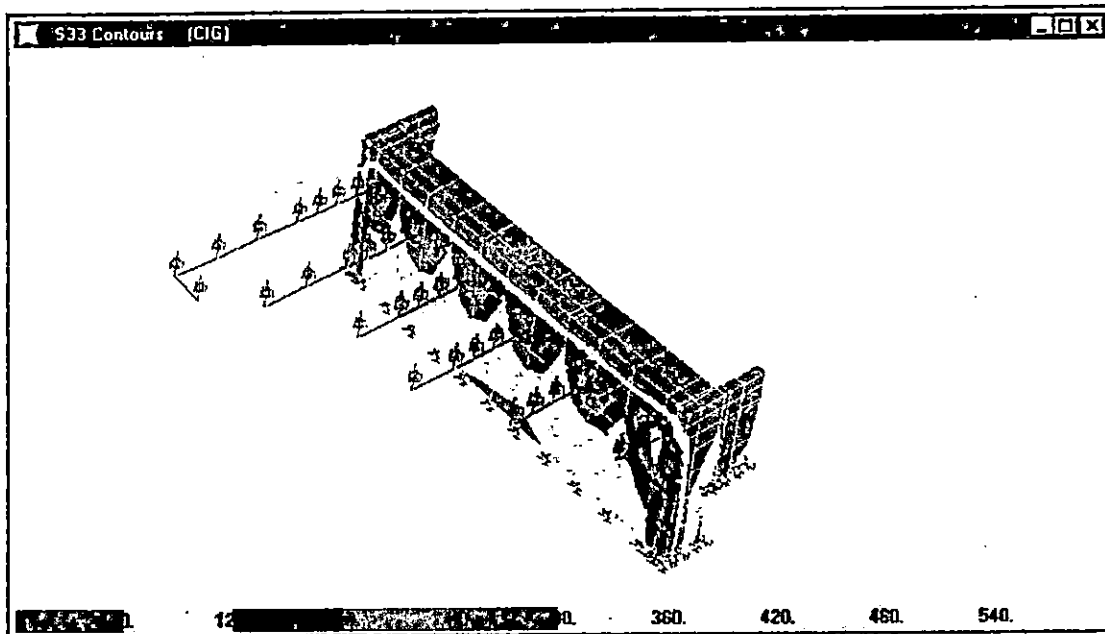


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

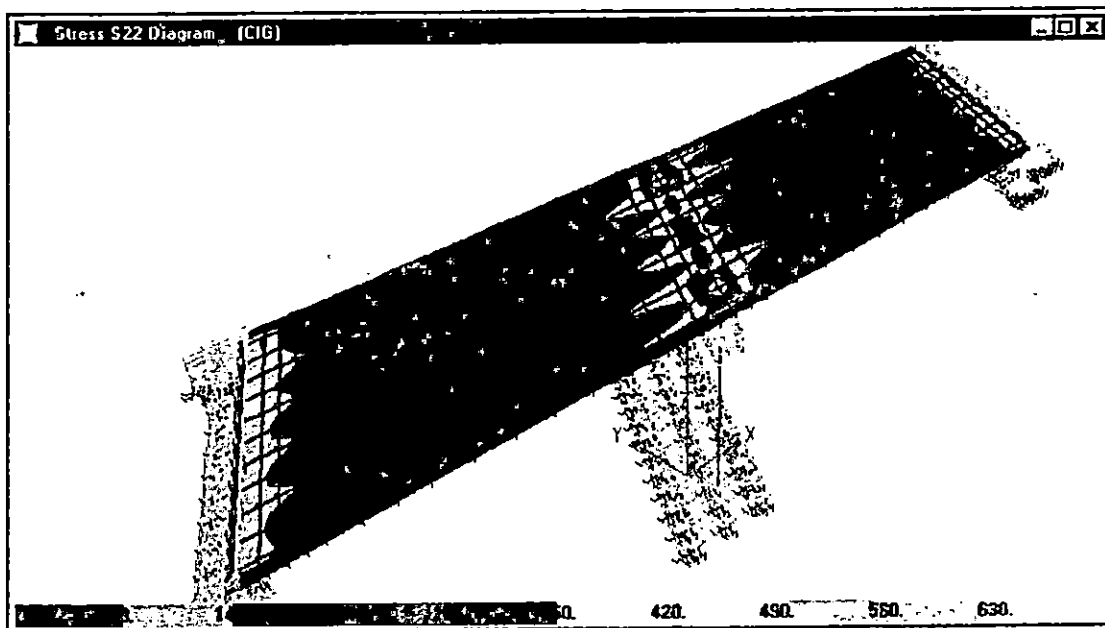


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.226 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DEL CIG.

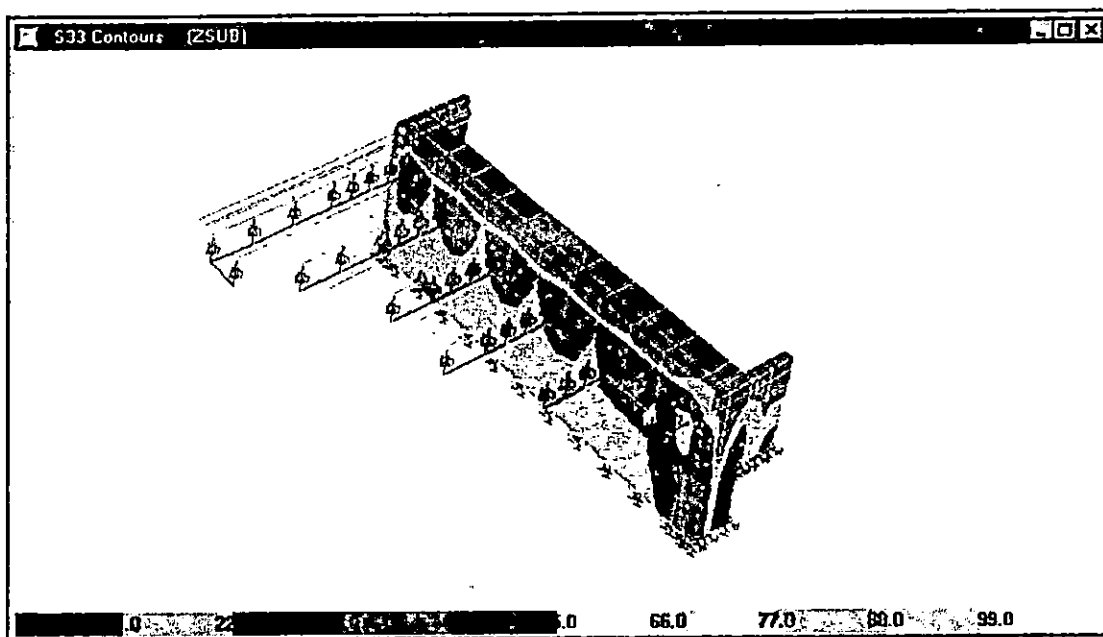


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

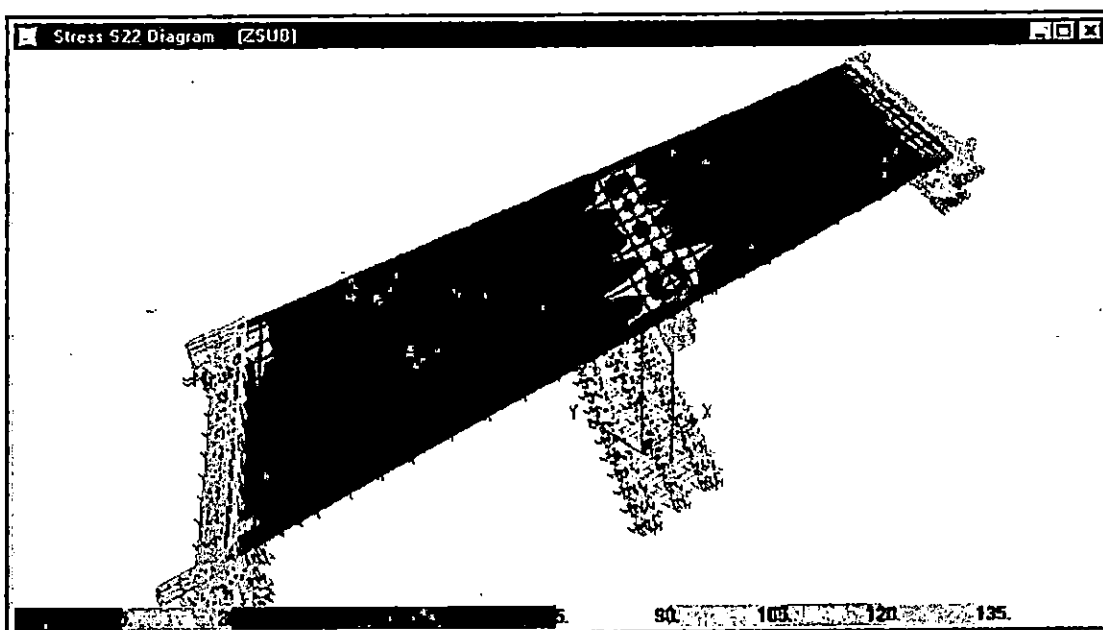


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

FIGURA No. 5.227 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA LA HISTORIA DE LA ZSUB.

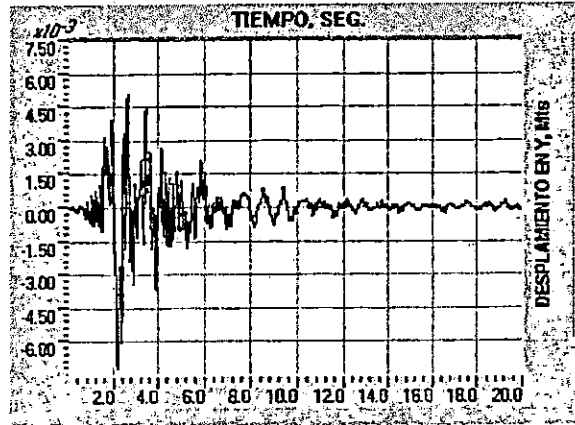


A. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

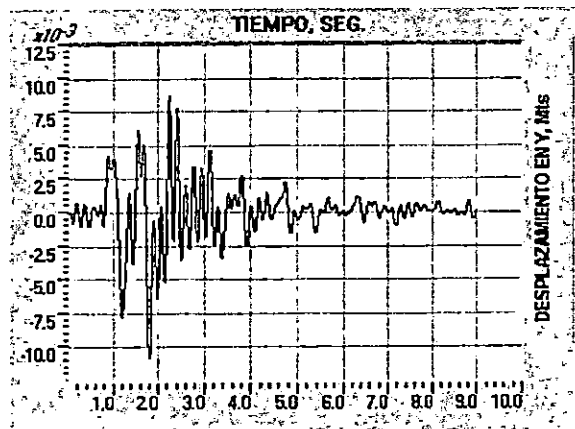


B. DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA LOSA PARA LA RESPUESTA MAXIMA.

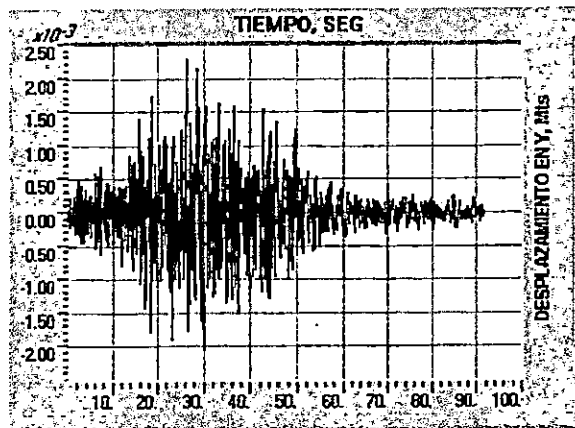
FIGURA No. 5.228 DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA  
EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE JUAN BERTIS.



A. REGISTRO DEL CIG.

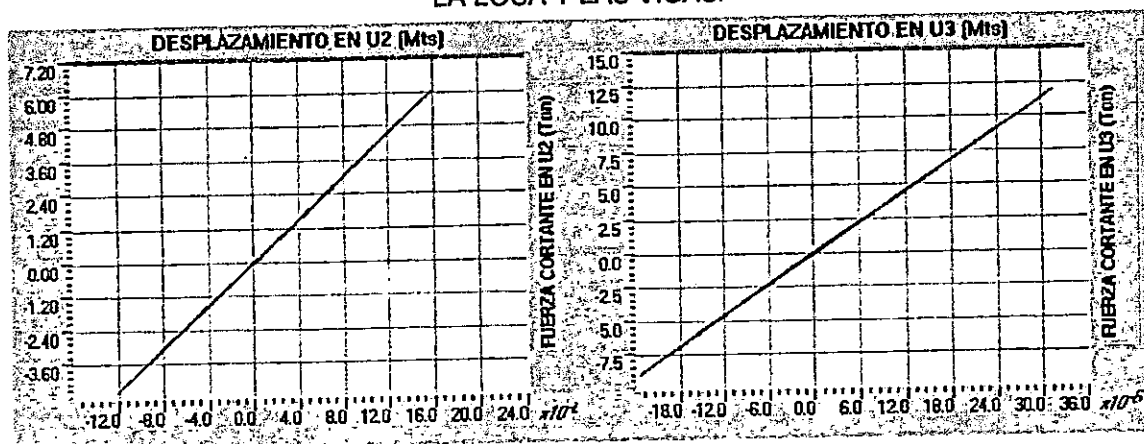


B. REGISTRO DEL IGN.

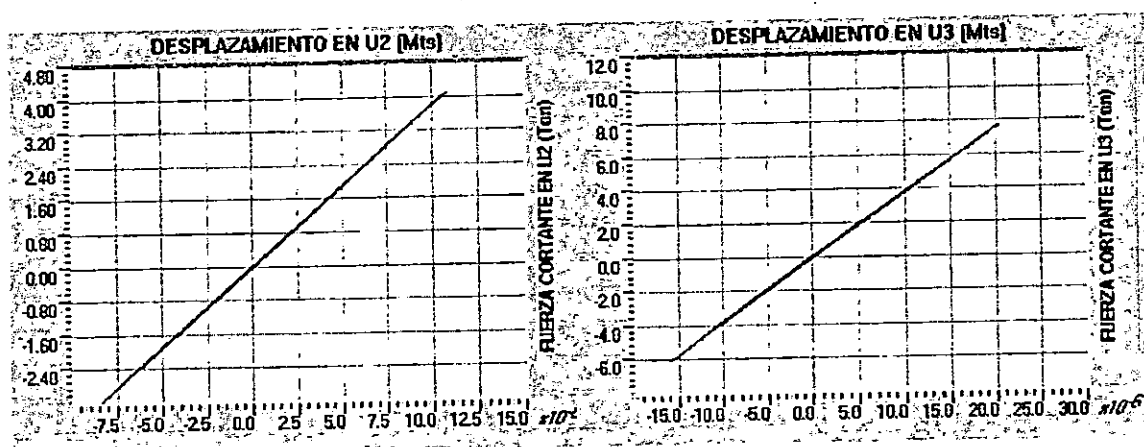


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

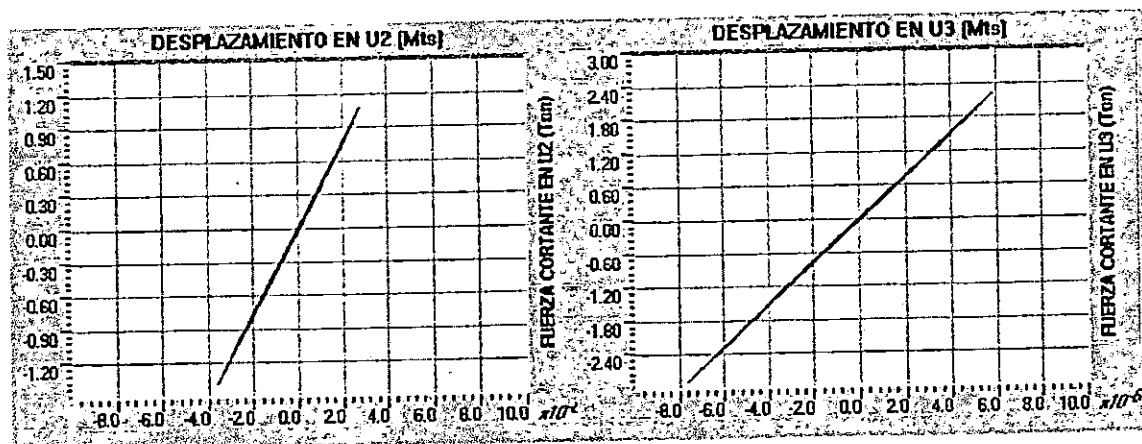
FIGURA No. 5.229 RELACIONES F-D PARA LOS CONECTORES POR CORTANTE ENTRE LA LOSA Y LAS VIGAS.



A. REGISTRO DEL CIG.

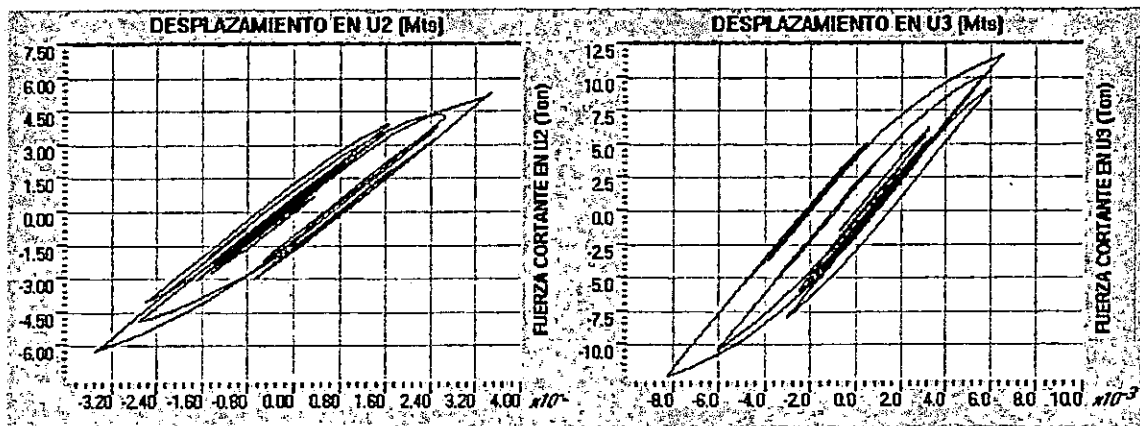


B. REGISTRO DEL IGN.

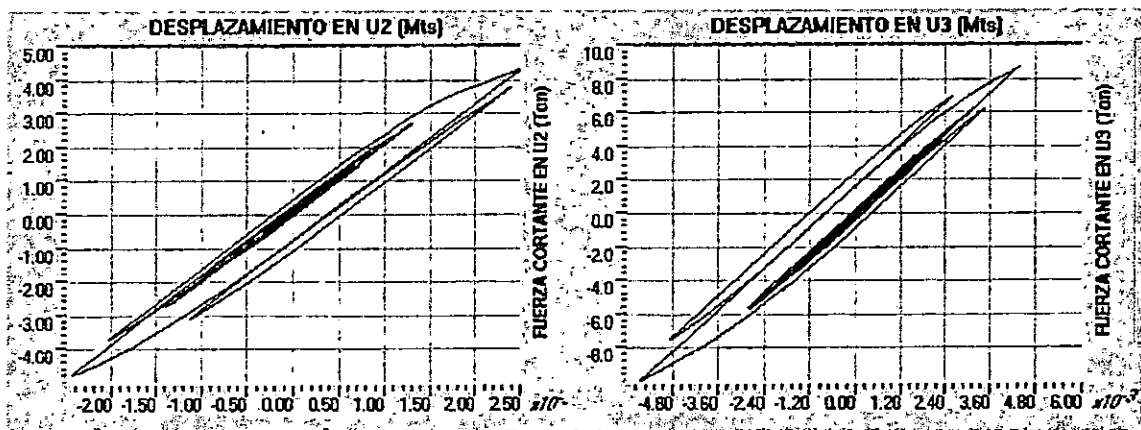


C. REGISTRO DE LA ZSUB.

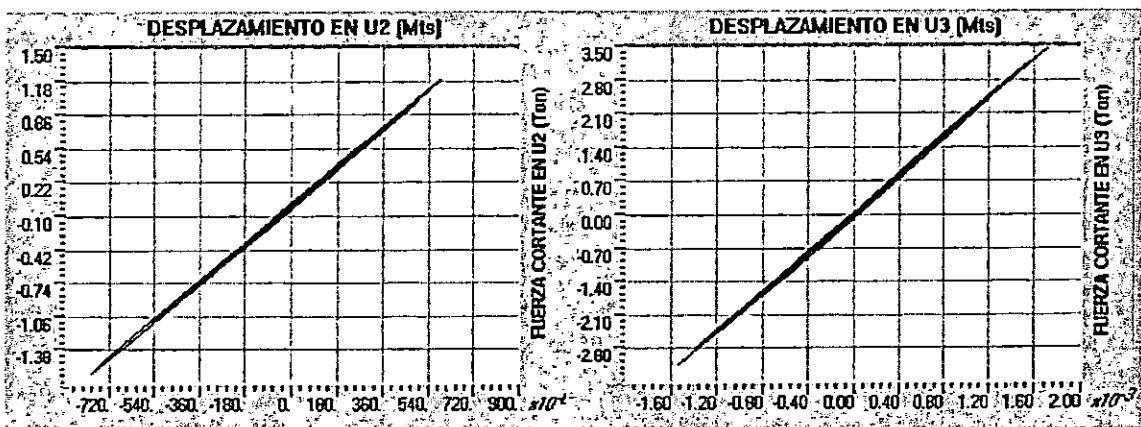
FIGURA No. 5.230 RELACIONES F-D PARA LOS APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA.  
EN LA PILA CENTRAL.



A. REGISTRO DEL CIG.



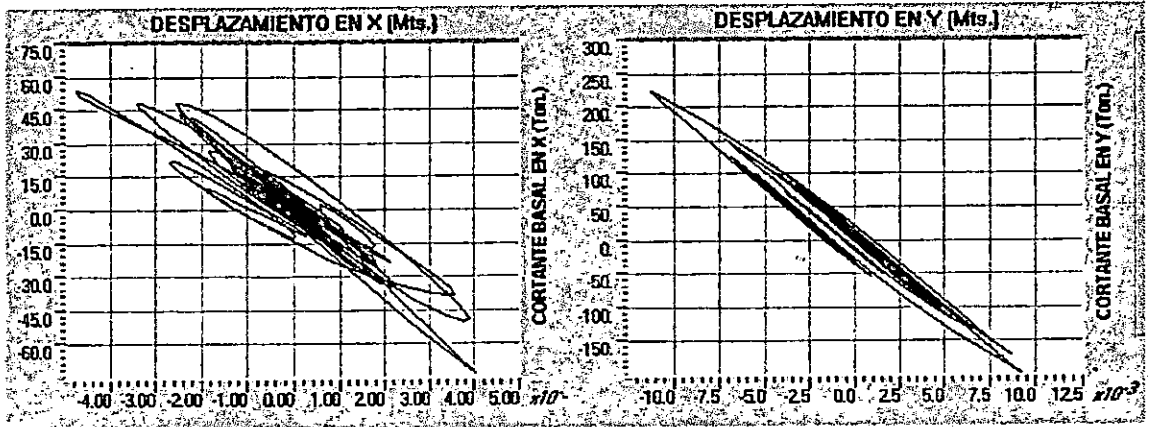
B. REGISTRO DEL IGN.



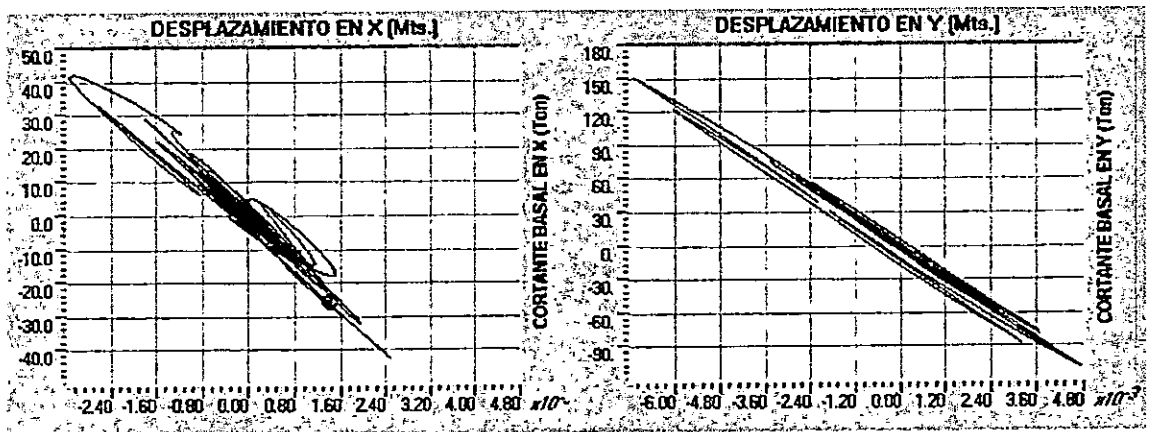
C. REGISTRO DE LA ZSUB.

**PUENTE JUAN BERTIS.**

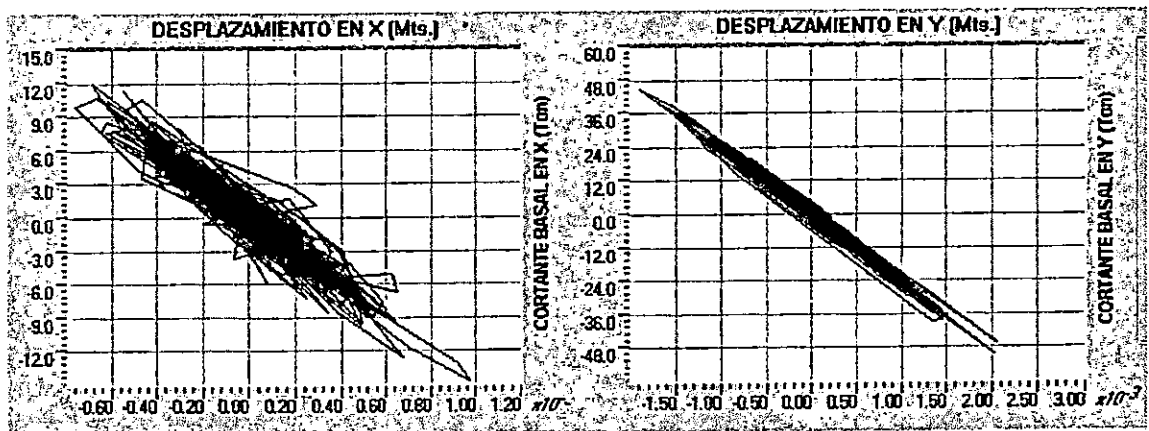
**FIGURA No. 5.231 RELACION CORTANTE BASAL - DESPLAZAMIENTO EN LA PILA.**



**A. REGISTRO DEL CIG.**

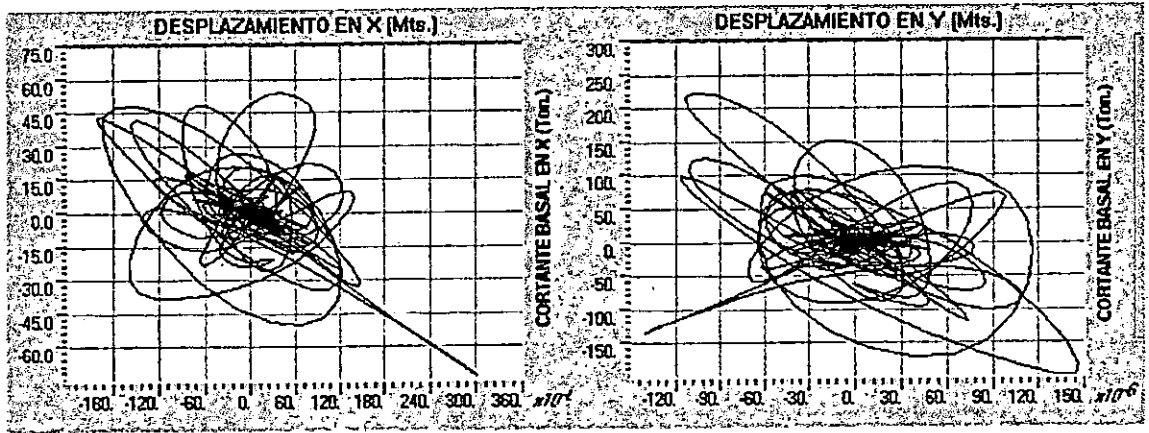


**B. REGISTRO DEL IGN.**

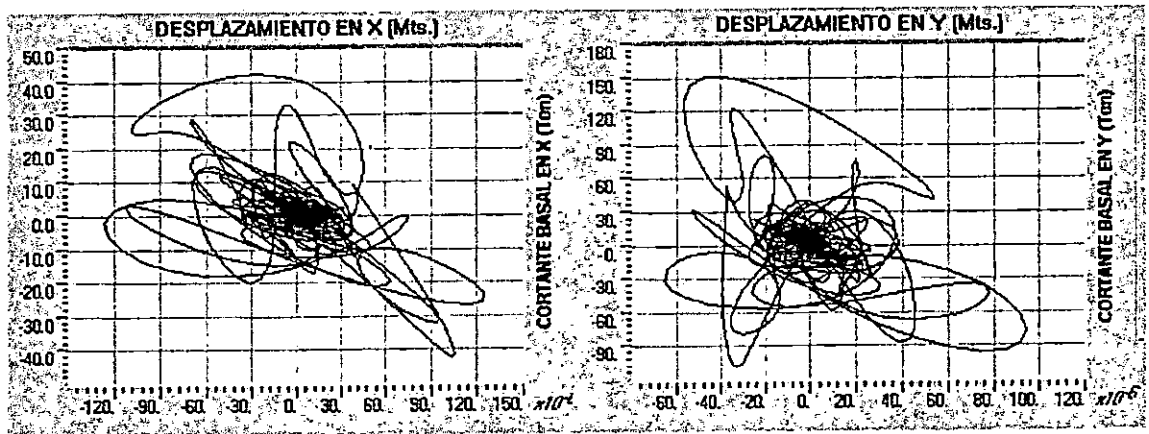


**C. REGISTRO DE LA ZSUB.**

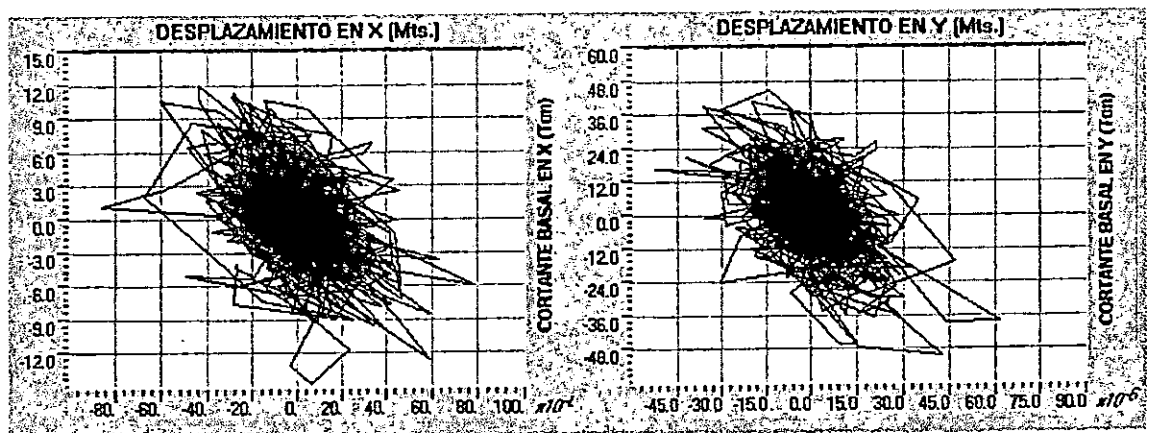
FIGURA No. 5.232 RELACION CORTANTE BASAL-DESPLAZAMIENTO EN LOS ESTRIBOS.



A. REGISTRO DEL CIG.



B. REGISTRO DEL IGN.



C. REGISTRO DE LA ZSUB.

**CAPITULO VI.**

**ANALISIS DE RESULTADOS.**

## 6.1 RESULTADOS DEL ANALISIS LINEAL.

### 6.1.1 INTRODUCCION.

Los cinco modelos analizados fueron excitados con seis registros de terremotos ocurridos, cuatro de ellos son registros del terremoto del 10 de Octubre de 1986 (San Salvador), un registro del terremoto de la zona de subducción ocurrido el 19 de Junio de 1982, y un registro del terremoto de "El Centro" ocurrido en Estados Unidos en 1940.

Las pseudo aceleraciones máximas registradas para cada terremoto y los periodos dominantes del suelo se muestran en la tabla No 5.2, de la cual se observa que la pseudo aceleración máxima se da para el registro del HCR (del terremoto del 10 de Octubre de 1986). Esto da la pauta para pensar que la respuesta máxima esperada de los puentes, al ser sometidos a las excitaciones de carga correspondientes en cada registro, se dará para la historia del HCR, sin embargo para todos los puentes la respuesta máxima se da cuando son excitados con el registro del CIG, excepto para el modelo del puente Juan Bertis. Esto se debe a que los efectos inducidos por un sismo en un sistema estructural no solo dependen de la intensidad de la sacudida sino sobre todo, de las propiedades de la estructura misma (como la masa y algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar) y las características de los estratos de suelo adyacentes.

En este caso las características de los puentes permiten que la condición crítica de carga se dé para el registro del CIG ya que casi todos tienen las mismas características geométricas excepto el puente Juan Bertis que es un puente con esviaje, lo cual permite que se comporte en forma distinta al resto de los modelos.

Para el análisis lineal se han considerado dos condiciones de apoyo, la primera, como si los modelos estuvieran sobre un suelo infinitamente rígido, es decir, empotrados en la base y la segunda, que es una consideración más realista, tomando en cuenta la interacción de la estructura con el suelo circundante (Interacción Suelo-estructura). Una comparación de los

resultados obtenidos para cada condición será hecha y se discutirá además los efectos que le producen a los puentes los registros más desfavorables, en cuanto a esfuerzos y deformaciones.

#### 6.1.2 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE Y PERIODOS DE LOS MODELOS.

En la Tabla No. 6.1 se muestran las razones modales de masa participante, acumulada para el modo veinte, en las tres direcciones ortogonales para cada modelo y para ambas condiciones de apoyo. De la Tabla No. 6.1 se puede notar que la masa participante del sistema generalmente se incrementa para cada dirección, cuando la consideración de interacción suelo-estructura es hecha. Dichos incrementos son más notorios en la dirección transversal del puente (dirección global Y); notándose además que las participaciones de masa son más uniformes en ambas condiciones de apoyo para esta dirección (ver figuras No. 6.1 a 6.3). Esto último está relacionado con el hecho de poder idealizar el puente, a través de un modelo de un solo grado de libertad dinámico, para evaluar su respuesta ante una excitación de carga en la dirección transversal, y que será considerada como representativa para toda la estructura. Para estos casos la idealización consiste en modelar la pila central con una altura H, una rigidez lateral K en la dirección fuerte de la pila y una masa concentrada en la parte superior del modelo.

Cuando un análisis modal es realizado se recomienda utilizar un número de modos de vibración que permitan tener una participación de masa del sistema de por lo menos el ochenta por ciento.

Observando las razones modales de masa participante para cada uno de los modelos, tenemos que en el modo veinte de vibración los porcentajes de participación de la masa acumulados en la dirección "X" son cercanos al 80% para los primeros dos modelos, para el tercer modelo es cercana a 0% y para los últimos dos modelos es cercana al 50 y 70% respectivamente. En la dirección "Y" los primeros dos modelos tienen un porcentaje de masa

**TABLA No. 6.1 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE EN EL MODO 20.**

MODELO	CONDICION 1*			CONDICION 2**			VARIACION		
	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	$\Delta X$	$\Delta Y$	$\Delta Z$
No. 1	74.55	69.11	64.77	80.44	70.11	64.41	5.89	1.00	-0.36
No. 2	76.71	65.18	27.2	72.79	70.28	27.17	-3.92	5.10	-0.03
No. 3	0.34	51.59	48.58	1.69	52.57	46.42	1.35	0.98	2.16
No. 4	66.71	43.72	41.13	60.81	46.67	35.45	5.90	-2.95	5.68
No. 5	46.11	46.51	37.17	60.81	46.67	35.45	11.06	0.56	1.72

\* CONDICION 1: CONSIDERANDO LAS ESTRUCTURAS EMPOTRADAS

\*\* CONDICION 2: CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

MODELO No. 1: PUENTE DE CALIBRACION.

MODELO No. 2: PUENTE MONSERRAT-59 AVENIDA.

MODELO No. 3: PUENTE TENNESSE

MODELO No. 4: PUENTE SAN ANTONIO

MODELO No. 5: PUENTE JUAN BERTIS

FIGURA No. 6.1 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE PARA EL MODO 20. (Ux)

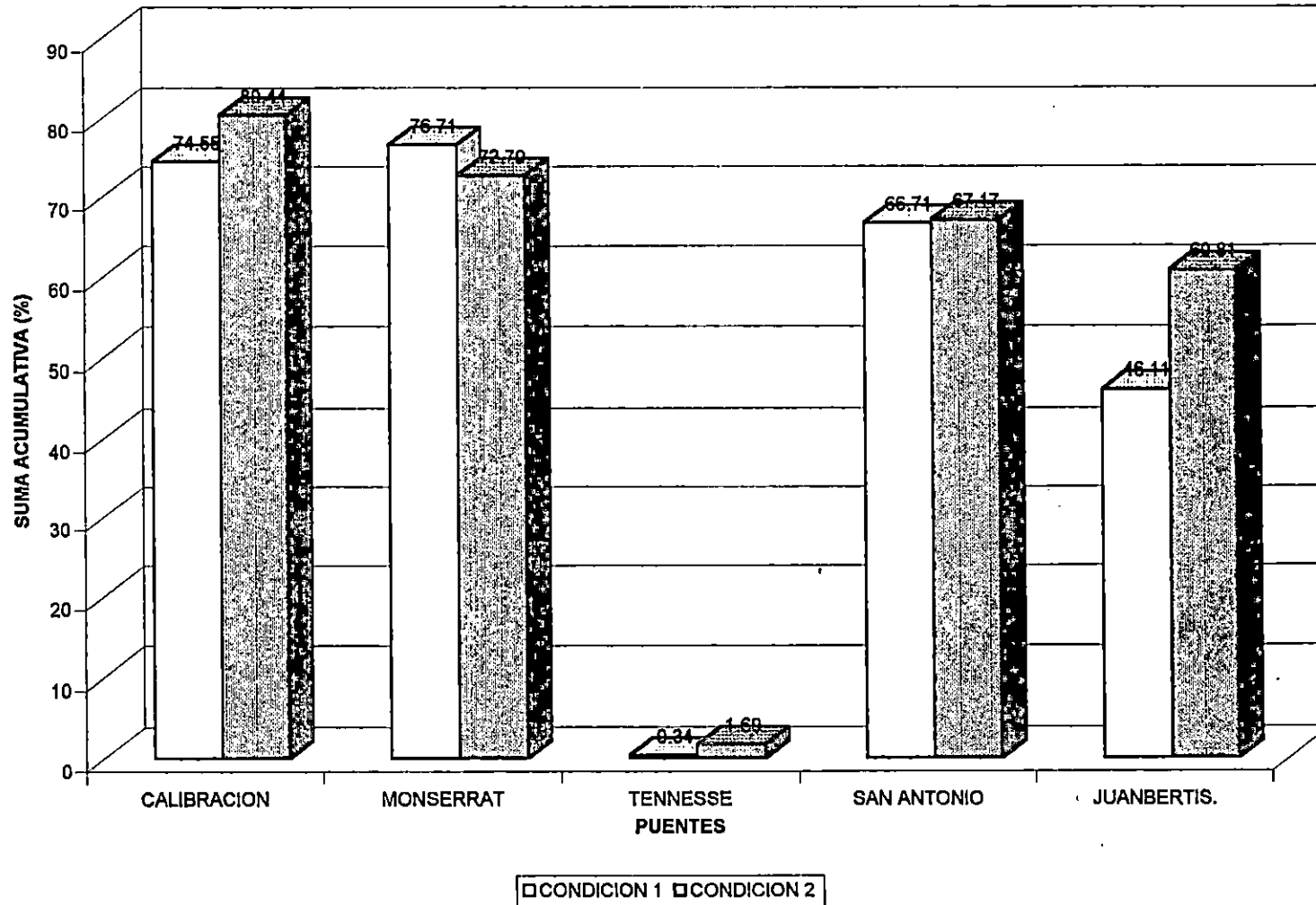


FIGURA No. 6.2 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE PARA EL MODO 20 (UY)

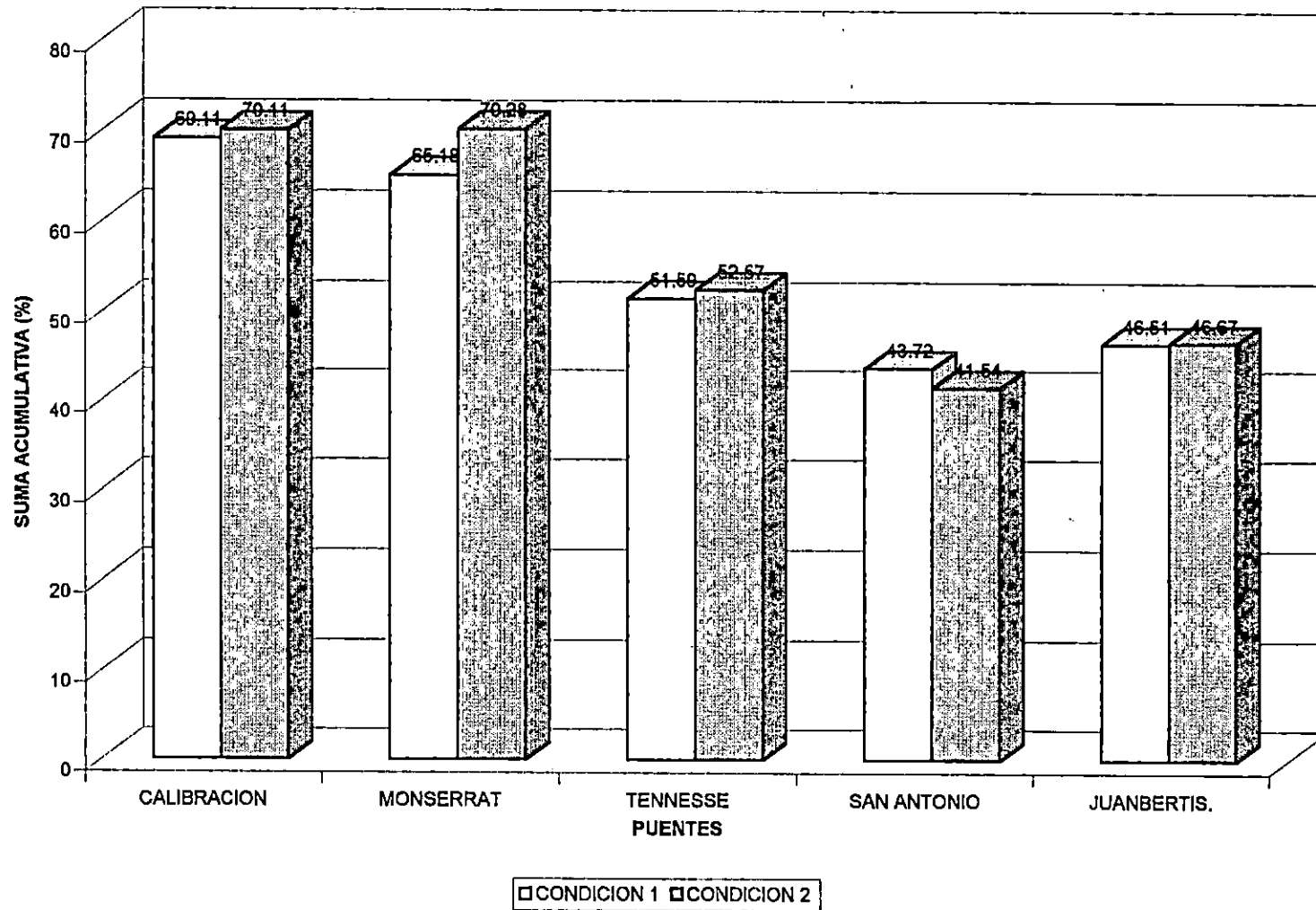
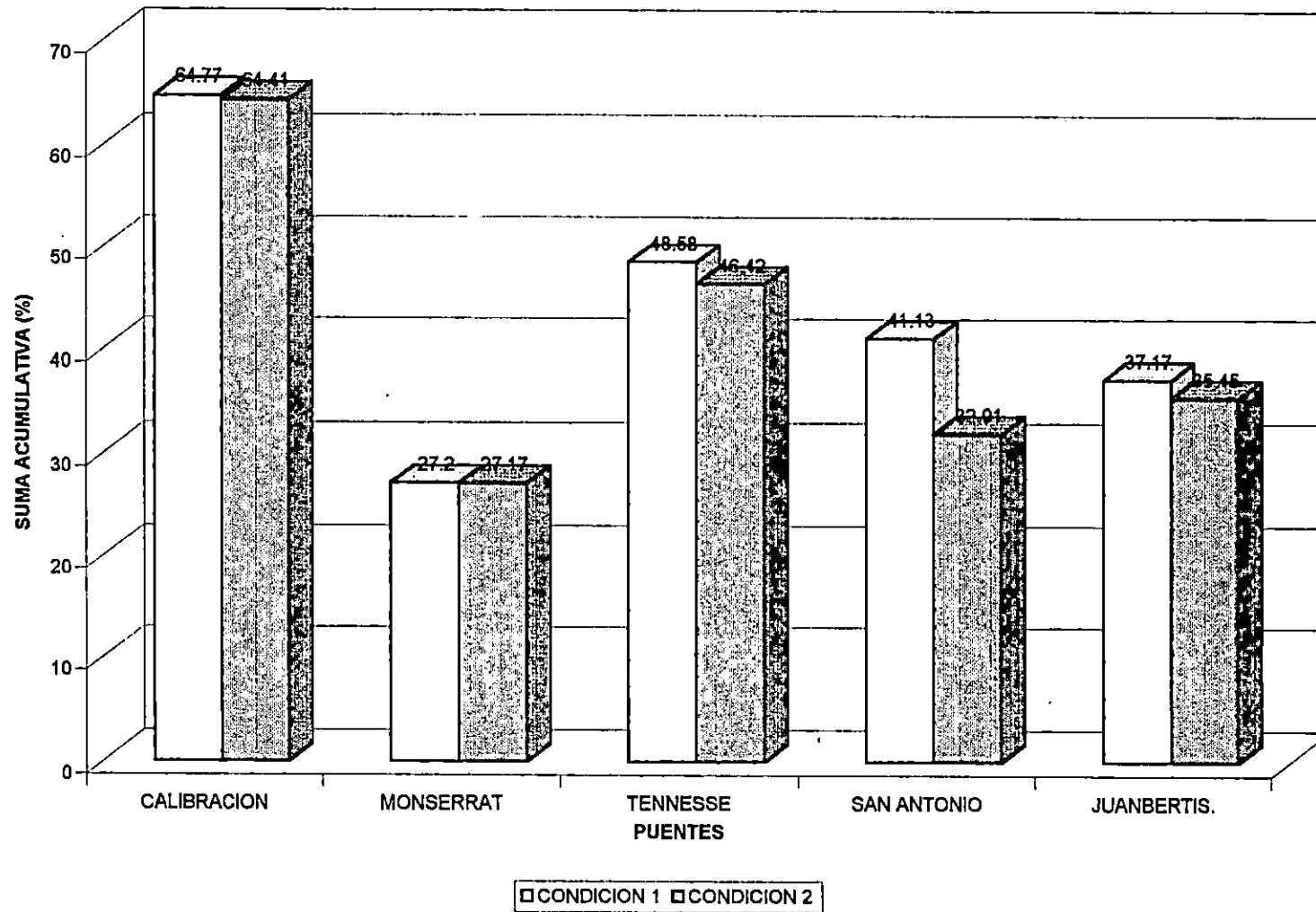


FIGURA No. 6.3 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE PARA EL MODO 20. (Uz)



participante cercano a 70%, para tres modelos restantes es cercana a 50%. En la dirección "Z" los porcentajes de masa participante acumulada varían entre 20 y 65% para los cinco modelos. Esta tendencia se observa en la primera condición de apoyo (empotramiento en la base). La tendencia que presenta la segunda condición de apoyo es similar a la de la primera condición, sin embargo como se mencionó anteriormente al considerar la interacción del suelo con la estructura, la participación de masa se incrementa para el mismo número de modos, esto puede notarse en las figuras No. 6.1 a 6.3.

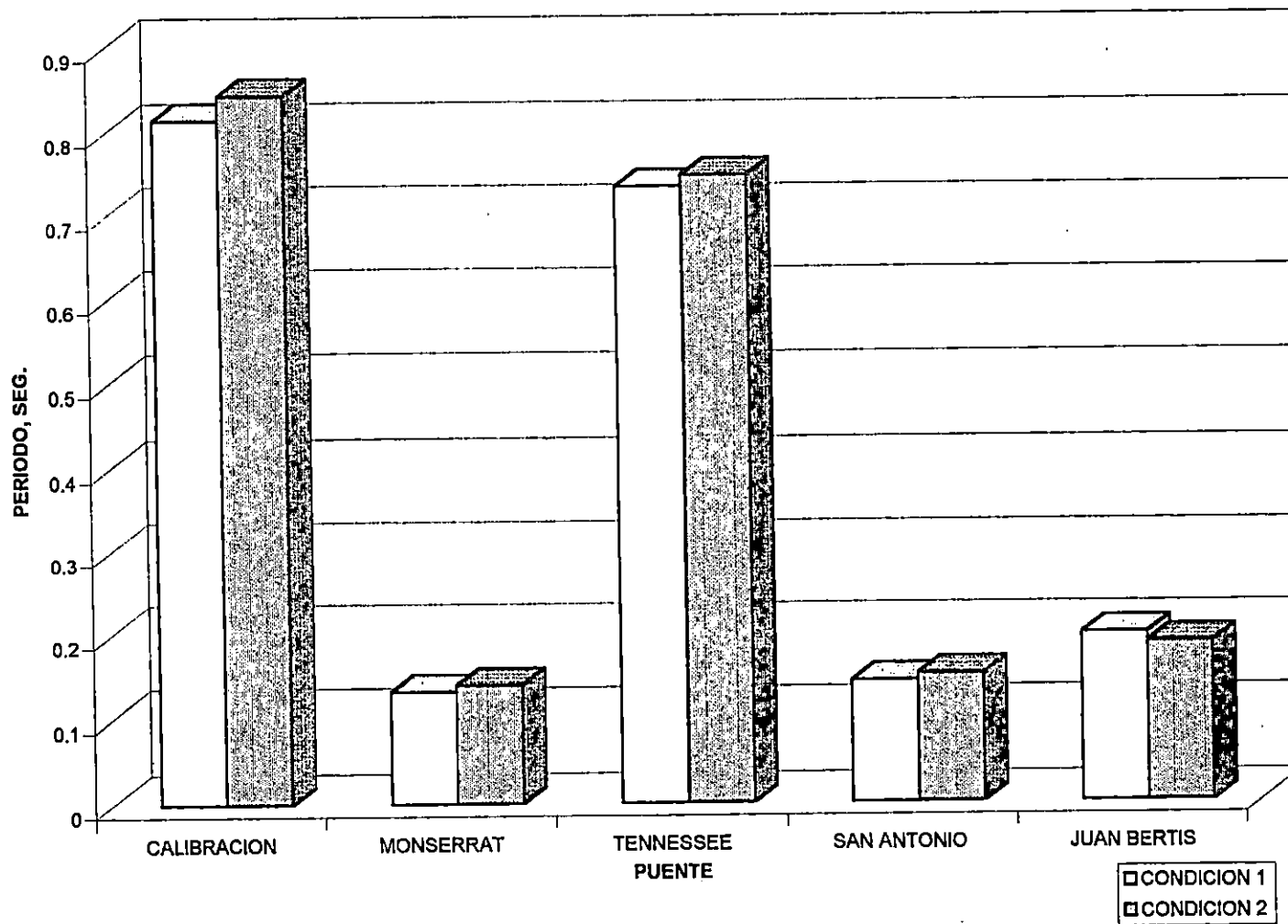
Cabe mencionar que la configuración estructural de los puentes modelados, para los estribos y las fundaciones, no permiten obtener aumentos significativos en los porcentajes de masa participante acumulada, para llegar a una participación de masa arriba del ochenta por ciento, cuando se incluye en el análisis hasta cincuenta modos de vibración.

Los períodos correspondientes para cada modo de vibración, como era de esperar, se incrementan cuando la interacción suelo-estructura es considerada; ya que en este caso la estructura interactúa con un medio flexible, contrario al caso de asumir el suelo infinitamente rígido. Sin embargo la variación en los períodos es pequeña como se puede ver en la figura No. 6.4.

#### 6.1.3 MODELO No. 1: PUENTE DE CALIBRACION.

Los esfuerzos en los estribos han sido revisados a fin de saber en que puntos del mismo se produce la mayor fatiga, habiéndose encontrado que los mayores esfuerzos se localizan en las esquinas de los estribos (en la unión entre los aletones y el estribo mismo) y en los puntos donde las vigas se unen con los estribos. La distribución de esfuerzos en la máxima demanda para los diferentes componentes del puente, y para cada registro en ambas condiciones de apoyo, se muestra en las figuras No. 5.63 a 5.69 y 5.72 a 5.78. En los diagramas de variación de esfuerzos en los estribos se ve claramente lo citado anteriormente, además también se puede notar que las áreas que son mayormente forzadas son pequeñas, pero de cualquier

FIGURA No. 6.4 VARIACION EN LOS PERIODOS NATURALES PARA EL PRIMER MODO



forma deben ser diseñados con el mayor cuidado posible a fin de evitar un posible agrietamiento en el concreto lo cual puede llevar a un agrietamiento total del puente a posteriori. Los desplazamientos en los estribos también fueron revisados, encontrando que los mismos son relativamente pequeños como para ser de gran importancia en el análisis del puente.

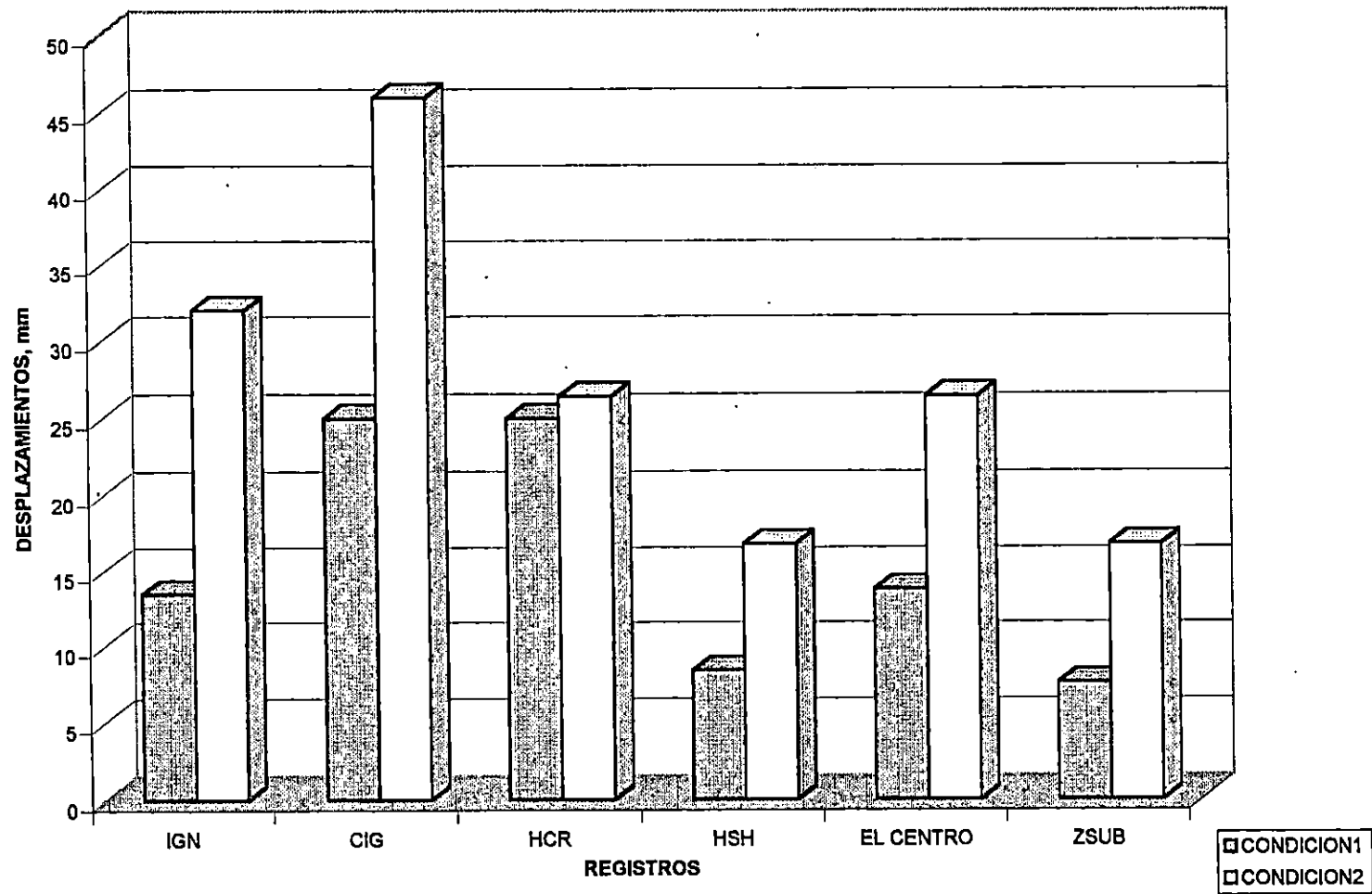
Las distribuciones de esfuerzos que fueron encontradas son muy similares en las dos condiciones de apoyo, sin embargo los esfuerzos para la condición considerando la interacción suelo estructura se registran con menor magnitud, alrededor de un 35% para los esfuerzos normales y un 20% para los esfuerzos cortantes, con respecto a la condición de empotramiento.

Los mayores esfuerzos en la pila central por su parte se producen en la parte inferior de la misma y en el cabezal, en ambas condiciones de apoyo, sobre todo en los puntos de unión del cabezal con las vigas, sin embargo la variación en la magnitud de esfuerzos solo disminuye en 25% en la interacción suelo estructura con respecto a la condición de empotramiento. Los esfuerzos en la parte inferior de la pila, producidos principalmente en la dirección débil de la misma, son debido a los desplazamientos transversales que sufre la pila durante la sacudida.

Estos desplazamientos se muestran en la figuras No. 5.70 y 5.79 como una función del tiempo, habiéndose registrado un desplazamiento máximo de 2.5 mm para la condición con empotramiento y de 4.6 mm para la condición con la interacción suelo estructura. La figura No. 6.5 muestra los desplazamientos máximos en la dirección transversal del puente, para cada registro, en la parte superior de la pila central y para ambas condiciones de apoyo.

También se puede notar que los mayores esfuerzos encontrados en este puente se dan en las vigas, específicamente en el patín inferior de las mismas y en algunas partes del alma, en la zona cercana a la conexión con la pila central. No obstante estos grandes esfuerzos no son transmitidos a la pila central, debido a que las vigas se han modelado de tal modo que solamente le transmiten cargas axiales y cortantes, que es la función de los apoyos elastoméricos, caso contrario la pila se vería sometida a dichos esfuerzos.

FIGURA No. 6.5 DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE DE CALIBRACION



Sin embargo estos grande esfuerzos son adecuadamente soportados por las vigas, ya que están formadas con placas de acero que tiene gran capacidad de carga ( $25.1 \times 10^3 \text{ ton/m}^2$ ) mayor que los esfuerzos máximos registrados hasta en un 51%. Como se puede notar en las Tablas No. 5.8 y 5.13 los esfuerzos registrados en las vigas siguen siendo menores para el caso considerando la interacción suelo-estructura hasta en un 46% con respecto a la condición de empotramiento.

Los esfuerzos en la parte central de las vigas son menores que en los extremos de las mismas y además son distribuidos en casi toda la sección de acero, por lo que serán adecuadamente absorbidos por las vigas. Las vigas mayormente esforzadas son las exteriores como era de esperar.

Los esfuerzos en la losa son mayores que la capacidad a compresión del concreto hasta en un 200%, por lo que durante la etapa de diseño deberá ser proveída de un adecuado refuerzo para resistir tanto las tensiones como las compresiones, esto es cuando la condición de empotramiento es asumida ya que cuando la interacción suelo estructura es modelada la demanda de esfuerzo es del 50% de la capacidad de la losa. Se pudo notar además que los esfuerzos máximos en la losa, en la dirección longitudinal ( $S_{11}$  indicado en las tablas), son uniformemente distribuidos en toda la losa, sin embargo en las otras direcciones, tanto para los esfuerzos normales como cortantes, los mayores esfuerzos en la losa se encuentran en los puntos de unión con las vigas, en zonas cercanas a los estribos y a la pila central; registrándose esfuerzos muy pequeños en la parte central de ambos claros.

Los esfuerzos registrados en la losa siguen siendo menores para el caso de considerar la interacción suelo-estructura hasta en un 73% con respecto a la condición de empotramiento.

Todos las zonas que se han descrito constituyen los puntos de debilidad del puente, ya que son las áreas donde se generan los mayores esfuerzos, que podrían inducir en el colapso total del puente cuando sea excitado con un sismo que produzca dichos esfuerzos o mayores.

#### 6.1.4 MODELO No. 2: PUENTE MONSERRAT – 59ª AVENIDA.

Al observar las envolventes de esfuerzos producidos sobre los estribos para los diferentes terremotos, cuyos valores se muestran en las Tablas No. 5.16, 5.17, 5.20 y 5.21, para la condición fija y para la condición de interacción suelo-estructura respectivamente, se observa que los esfuerzos producidos por los sismos son mucho mayores cuando se considera el suelo totalmente rígido que en el caso de considerar la interacción suelo-estructura. En términos de porcentaje se estima que los esfuerzos se incrementan alrededor de un 60% para los esfuerzos normales y un 40% en los esfuerzos cortantes cuando la condición fija es asumida, con respecto a la consideración de la interacción suelo estructura.

Esto se debe a que al considerar la interacción suelo-estructura la energía sísmica absorbida por el puente durante la sacudida es disipada a través de los resortes; es decir que el suelo produce un amortiguamiento en el sistema (Amortiguamiento de Radiación) que le permite liberar energía. Esto refleja claramente la necesidad de considerar la interacción del suelo con la estructura cuando el diseño de un puente sea realizado, ya que se pueden disminuir las demandas de esfuerzos en los miembros y por lo tanto disminuir el tamaño de los miembros que lo conforman.

De las envolventes de esfuerzos también se puede observar los puntos del puente que merecerán más atención a la hora de determinar el acero de refuerzo que pueda resistir los esfuerzos demandados, estos puntos se localizan básicamente en las uniones de las zapatas con los estribos, en los puntos inferiores de los aletones y los puntos que conectan las vigas con los estribos. Estos puntos los llamaremos puntos de debilidad del puente. No obstante es de hacer notar que las áreas que son mayormente esforzadas son generalmente pequeñas, y en muchos casos no sobrepasan los esfuerzos admitidos por el concreto asignado durante la modelación. Los desplazamientos de los estribos fueron revisados habiéndose encontrado que éstos eran muy pequeños, debido a que el puente es muy rígido. Por otra parte vale la pena mencionar que los mayores esfuerzos en los estribos fueron encontrados en el más esbelto.

Los esfuerzos en la losa encontrados tienden a ser muy pequeños en comparación con la capacidad del concreto que la conforma, sin embargo se puede notar que los mayores esfuerzos se registran en los puntos que conectan la losa con los estribos y en la parte media se observa que los esfuerzos tienden a variar en forma radial concentrándose los mayores esfuerzos en la parte media de la losa y disminuyendo hacia los laterales, esto en la dirección  $S_{11}$ , registrando lo contrario para otras direcciones. Lo anteriormente citado se observa en todos los casos de carga.

Por otra parte al comparar las magnitudes de esfuerzos en la losa para las dos condiciones de apoyo, se obtiene que en algunos casos se incrementan los esfuerzos hasta en un 52% en la interacción suelo estructura, en otros cuya variación es adversa a la anterior y otros en los cuales la variación es muy pequeña.

#### 6.1.5 MODELO No.3: PUENTE TENNESSEE.

Debido a la similitud en las características geométricas entre el puente de Calibración y el puente Tennessee, se ha encontrado que las respuestas máximas de ellos son similares ya que los esfuerzos máximos producidos por el mismo registro se dan en los mismos puntos, con una ligera variación en las magnitudes. Además la variación en las magnitudes de los esfuerzos registrados en los elementos estructurales para las condición de interacción suelo estructura solo disminuyen en un 16% para los estribos, 24% en la pila, 40% en la losa y un 10% en las vigas con respecto a los de la condición fija, razón que se nota en mayor magnitud en el puente de calibración.

Los desplazamientos máximos en la dirección transversal del puente, en la parte superior de la pila central, se muestran en las figuras No. 5.102 y 5.111 como una función del tiempo para ambas condiciones de apoyo, habiéndose registrado un desplazamiento máximo de 6.8 mm para la condición con empotramiento y de 4.2 mm para la condición con la interacción suelo

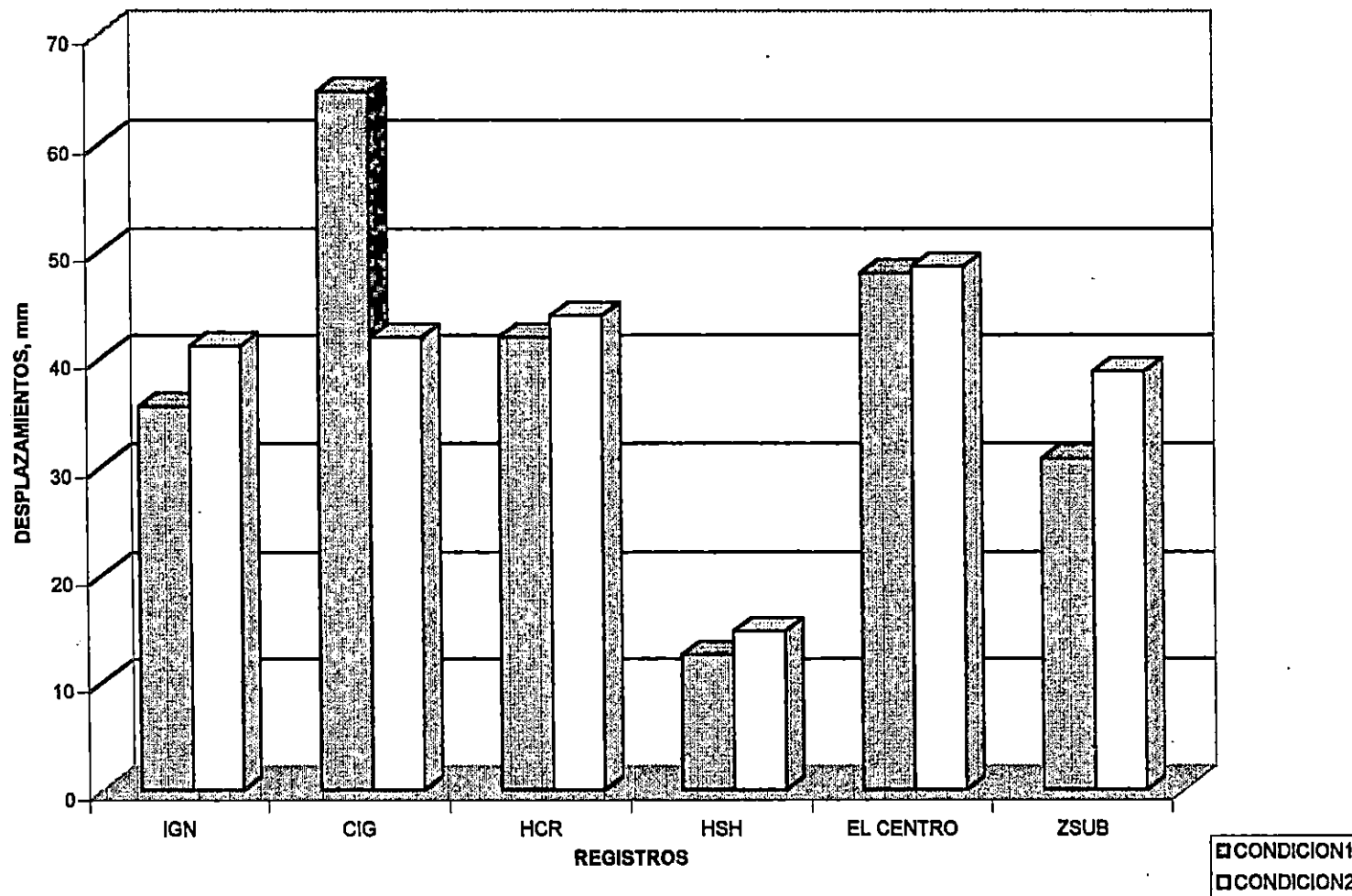
estructura. La figura No. 6.6 muestra los desplazamientos máximos para cada registro en la parte superior de la pila central y para ambas condiciones de apoyo.

#### 6.1.6 MODELO No. 5: PUENTE JUAN BERTIS.

La distribución de esfuerzos en este modelo específicamente sobre los estribos se concentra en mayor magnitud en una de las esquinas de los estribos debido a la geometría esviada del puente, se pudo notar además de que para los dos estribos la concentración máxima de esfuerzos se registra en las esquinas opuestas de los mismos. Por otra parte la dirección en la cual se producen dichos esfuerzos ( $S_{33}$ ) varía con respecto a los obtenidos en los modelos anteriores en los cuales, para la mayoría, la dirección más esforzada es la  $S_{11}$ . En cuanto a la historia que produce dichos esfuerzos se ha encontrado que es la del CIG en la cual no se registran las pseudo-aceleraciones máximas del suelo, como se muestra en la Tabla No. 5.2. Como se pudo notar en ninguno de los modelos la respuesta máxima a sido registrada cuando es sometido al terremoto que produce las aceleraciones máximas del suelo, esto es por que la geometría de los mismos les permite responder apropiadamente a dicho registro, a esto hay que agregar que este registro fue obtenido en un estrato rocoso.

Como en los casos anteriores al comparar las respuestas del modelo para las dos condiciones de apoyo descritas, se ha encontrado que los esfuerzos disminuyen alrededor de un 40% para los esfuerzos normales producidos en las direcciones  $S_{11}$  Y  $S_{22}$ , sin embargo aumentan en un 16% en la dirección  $S_{33}$  en la cual se registran los máximos esfuerzos para ambas condiciones de apoyo, por otra parte los esfuerzos cortantes aumentan en un 42% para las direcciones  $S_{12}$  y  $S_{23}$  y disminuyen en un 23% para la dirección  $S_{13}$ , lo cual refleja una discrepancia en la respuesta en comparación a los resultados obtenidos en el resto de los modelos. Esto tiene una explicación y es el hecho de que el modelo por tener características geométricas distintas al resto de los modelos su respuesta ante los sismos es diferente.

FIGURA No. 6.6 DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE TENNESSE



Los esfuerzos en la losa tienen la misma tendencia, en cuanto a su distribución, como en los modelos anteriores, es decir que los mayores esfuerzos se producen en los laterales de la losa y en los puntos de conexión con la pila y con los estribos.

Los esfuerzos en las pilas centrales fueron también revisados, encontrando que estos disminuyen cuando el suelo circundante es considerado, en un 25% para la dirección transversal y una variación menos notoria en la dirección longitudinal de apenas un 4.6%.

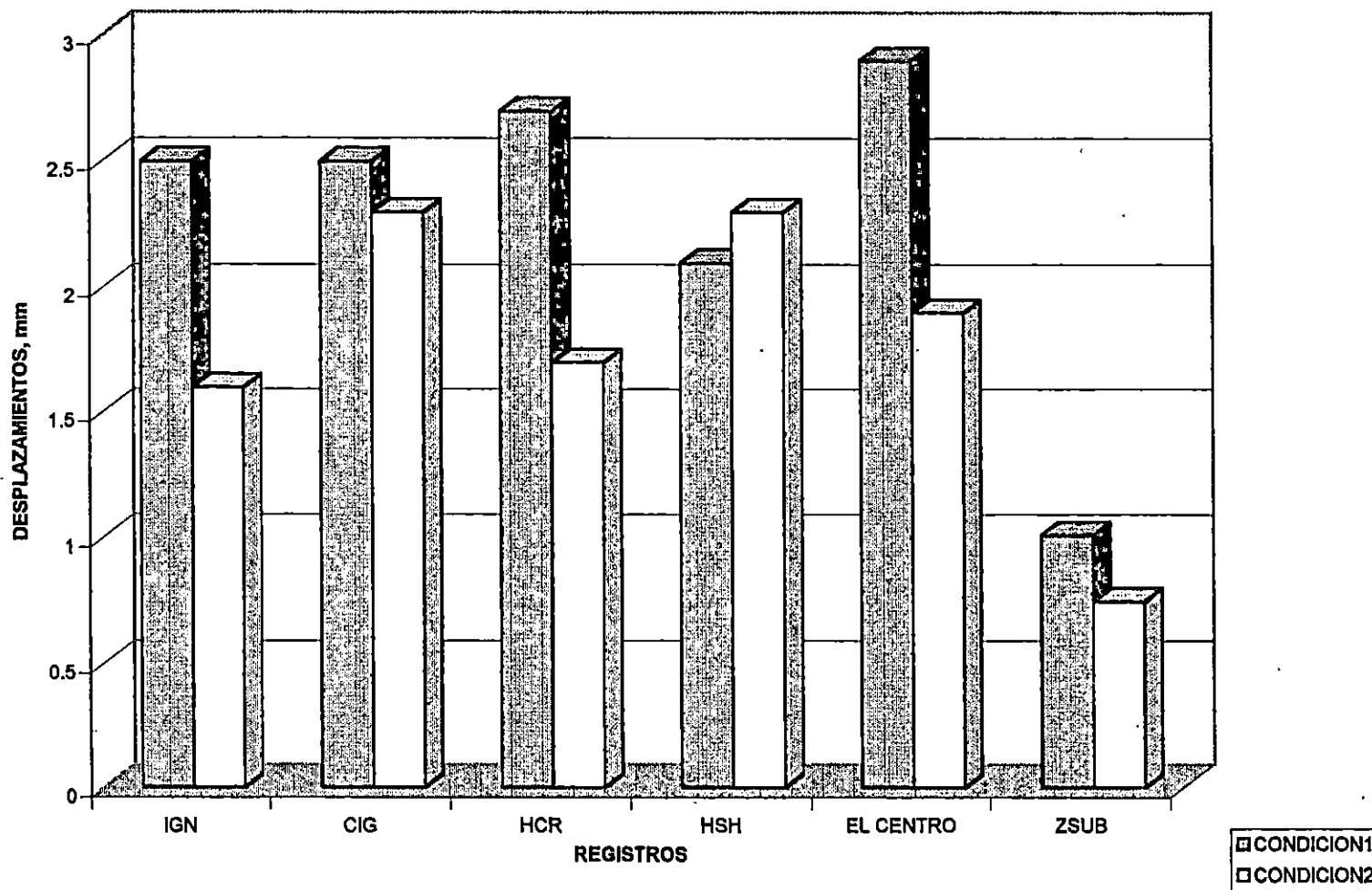
Los desplazamientos máximos en la parte superior de la pila central se muestran en las figuras No. 5.135 y 5.143 como una función del tiempo para ambas condiciones de apoyo, habiéndose registrado un desplazamiento máximo de 2.4 mm para la condición con empotramiento y de 2.3 mm para la condición con la interacción suelo estructura. La figura No. 6.7 muestra los desplazamientos máximos para cada registro en la parte superior de la pila central y para ambas condiciones de apoyo.

#### 6.1.7 MODELO No. 4: PUENTE SAN ANTONIO

Al revisar los esfuerzos en los elementos que constituyen al puente se han encontrado discrepancias con respecto a los resultados obtenidos para el resto de los modelos en cuanto a la distribución de los mismos en cada elemento, para el caso de los estribos se a podido notar que los mayores esfuerzos se producen en la dirección  $S_{33}$  y cuyas magnitudes son casi despreciables para todos los registros, obteniendo la mayor respuesta en registro del HSH. Al comparar los esfuerzos en los estribos para las dos condiciones de apoyo, se ha encontrado que, como en los casos anteriores, los esfuerzos disminuyen cuando se considera la interacción suelo-estructura hasta en un 14% para los esfuerzos normales.

Los esfuerzos registrados en la pila tienen máxima magnitud, como en los casos anteriores, en la base de la misma, sin embargo dichos esfuerzos se producen en la dirección fuerte de la pila, lo que es contrario al caso de los modelos anteriores, donde los mayores esfuerzos se producían en la dirección débil. Dichos esfuerzos son de magnitudes muy pequeñas en

FIGURA No. 6.7 DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE JUAN BERTIS



comparación con la capacidad del concreto. De la comparación entre los resultados para las dos condiciones de apoyo analizadas se tiene que los esfuerzos aumentan en un 10% cuando se considera la interacción del suelo con la estructura.

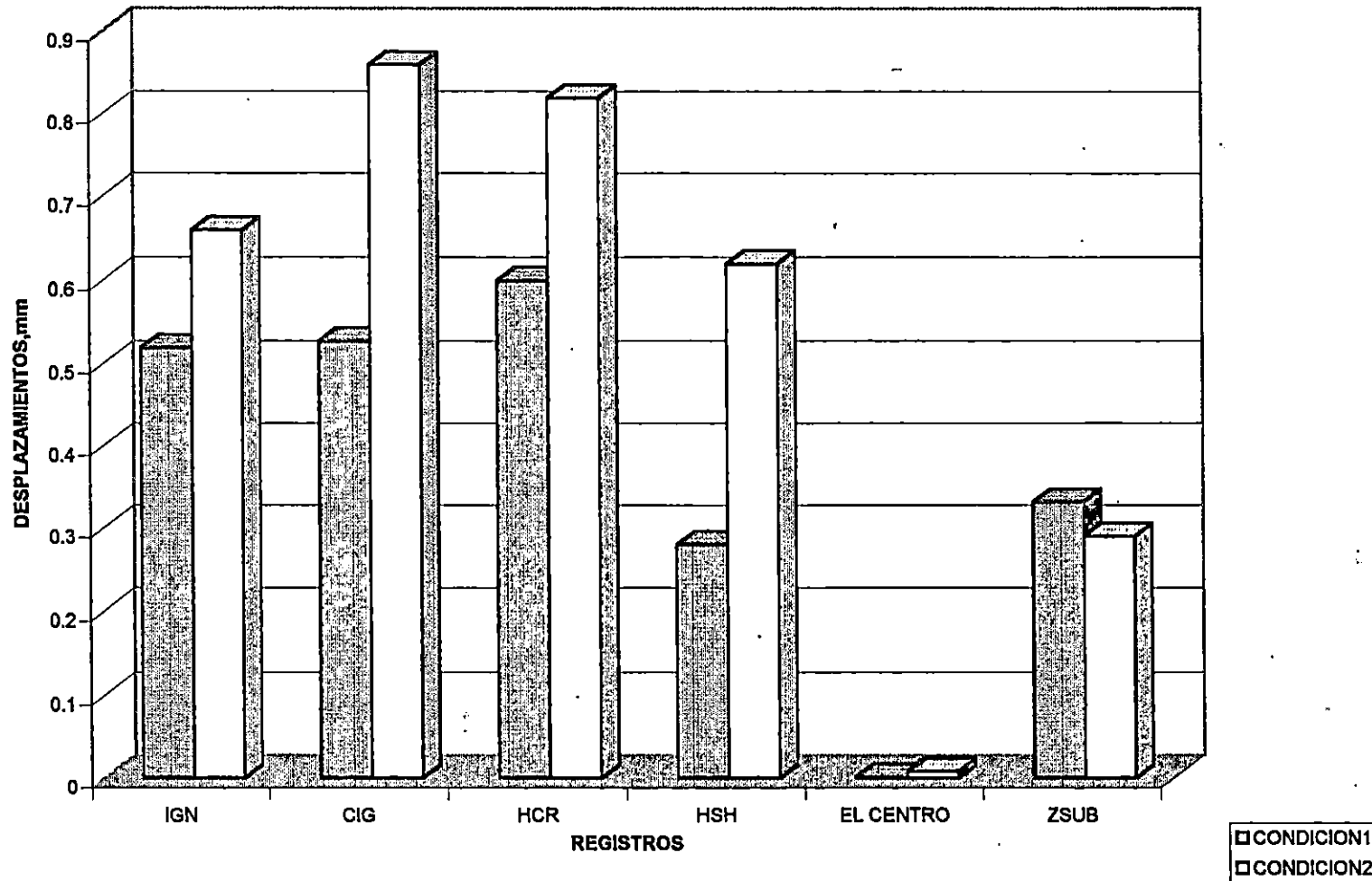
Los esfuerzos registrados en la losa guardan cierta similitud con los encontrados en los modelos anteriores, sin embargo para este caso hay una variación muy notoria, y es hecho de que estos se distribuyen en una forma tal que permite concentraciones mayores de esfuerzos en uno de los claros sometiendo al otro a esfuerzos, más pequeños, pero en general la tendencia es la misma, es decir que los mayores esfuerzos se concentran en los puntos cercanos a la pila, a los estribos y en la parte central de los claros. Una comparación entre los esfuerzos para cada condición de apoyo permite observar, como los esfuerzos aumentan cuando la interacción suelo-estructura es considerada, cerca del 10%.

En cuanto a los esfuerzos en las vigas, se registraron momentos muy pequeños en comparación con la resistencia de las vigas de concreto pre-esforzado, en la zona de conexión con los estribos, para cada una de los registros.

Los desplazamientos máximos en la parte superior de la pila central se muestran en las figuras No. 5.119 y 5.127 como una función del tiempo para ambas condiciones de apoyo, habiéndose registrado un desplazamiento máximo de 2.4 mm para la condición con empotramiento y de 2.3 mm para la condición con la interacción suelo estructura. La figura No. 6.8 muestra los desplazamientos máximos para cada registro en la parte superior de la pila central y para ambas condiciones de apoyo.

Las magnitudes de los esfuerzos que se han obtenido para todas las historias son pequeñas, esto radica en el hecho de que el puente es demasiado rígido, ya que esta conformado por aletones de una longitud de por lo menos cuatro metros lo cual le proporciona una gran rigidez en la dirección longitudinal al puente y le impide desplazamientos en tal dirección, el mismo caso se registra en la pila cuya dirección transversal es muy fuerte, por lo que los desplazamientos en tal dirección son también pequeños. Como un comentario se podría

FIGURA No. 6.8 DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE SAN ANTONIO



agregar que este puente ha sido sobre dimensionado ya que los esfuerzos producidos en el mismo en ningún caso se aproximan a la capacidad que puedan tener los elementos que los conforman, lo anterior puede ser un indicativo de una posible sobre estimación de las cargas sísmicas de diseño para este puente.

#### 6.1.8 SUMARIO DEL ANALISIS LINEAL.

En síntesis se ha podido observar que para todos los modelos independientemente del registro que le produce los mayores esfuerzo, ya sean estos en los estribos, la pila, la losa, etc., se localizan en los mismos lugares, los cuales fueron llamados puntos de debilidad del puente. Por otra parte también se ha observado que los esfuerzos disminuyen en una razón porcentual de por lo menos un 25% al considerar la interacción suelo-estructura, lo cual refleja claramente la necesidad de hacer dicha consideración cuando se proyecta construir un puente ya que se podrían disminuir los costos en materiales debido a que se podrían obtener elementos que constituyen el puente con menores dimensiones y para este caso en especial por tratarse de puentes con estribos integrales eliminar totalmente los gastos correspondientes a los cojinetes de expansión requeridos en los estribos cuando estos sean simplemente soportados, sin embargo, vale aclarar que tal aseveración esta sujeta a la características geométricas del puente tal como a quedado demostrado en este análisis. Además con la consideración de la interacción suelo-estructura se podrán obtener puentes con características más adecuadas para resistir movimientos sísmicos. Esto se respalda en el hecho de que los puentes que han sido modelados generalmente son del tipo con juntas de expansión y cuyas dimensiones fueron obtenidas seguramente de un análisis apropiado para tales características, sin embargo, en los resultados de nuestro análisis se refleja claramente que dichos elementos no se ven sometidos a esfuerzos que no puedan ser resistidos por los mismos y en muchos casos no se registran sobre esfuerzos, lo cual indica un comportamiento adecuado de los modelos cuando son

sometidos a cargas sísmicas, sin necesidad de considerar los elementos de expansión de tránsito que fueron seguramente incluidos en el análisis para la condición con juntas.

Otro aspecto que vale la pena aclararlo es el hecho de la interacción suelo estructura y la consideración de los efectos del suelo sobre la estructura, que son dos cosas distintas y que cada una de ellas dependen de las características de los registros y de los puntos del terreno donde se registren los acelerogramas, es decir que debido a la existencia de distintos tipos de terremotos registrados pueden clasificarse según los puntos donde estos han sido obtenidos, así se tienen registros a campo libre los cuales ocurren en puntos lejanos a la estructura para el cual los efectos del suelo sobre la estructura serán considerados en un análisis que utilice dicho registro y registros en el lugar donde una estructura será cimentada, en cuyo caso la consideración de interacción suelo estructura es válida y más representativa, no obstante en este estudio las dos condiciones han sido empleadas indistintamente.

## 6.2 RESULTADOS DEL ANALISIS NO LINEAL.

### 6.2.1 INTRODUCCION.

En el análisis no lineal de los puentes modelados se utilizaron tres registros de dos terremotos: los registros del IGN y CIG para el terremoto del 10 de Octubre de 1986, que fueron los casos de carga más desfavorable en el análisis lineal, y el registro del terremoto de la Zona Subducción el 19 de Junio de 1982, que tiene una gran duración.

Al igual que para el análisis lineal en el análisis no lineal se han considerado dos condiciones de apoyo, la primera, como si los modelos estuvieran sobre un suelo infinitamente rígido, es decir, empotrados en la base y la segunda, que es una consideración más realista, tomando en cuenta la interacción de la estructura con el suelo circundante (Interacción Suelo-estructura). Una comparación de los resultados obtenidos para cada condición será hecha y se discutirá además los efectos que le producen a los puentes los registros más desfavorables, en cuanto a esfuerzos y deformaciones. Finalmente se hará una comparación entre los análisis lineal y no lineal para ambas condiciones de apoyo.

### 6.2.2 RAZONES MODALES DE MASAS PARTICIPANTES Y PERIODOS DE LOS MODELOS.

En la tabla No. 6.2 se puede observar como la distribución de masa del sistema en cada una de las direcciones varía para las dos condiciones de apoyo, también se puede distinguir que para los modelos 1,2 y 4 la distribución de la masa participante en el modo 20 es casi uniforme en comparación a los otros dos modelos, en los cuales la masa participante en cada condición registra grandes diferencias en algunas direcciones.

Por otra parte solo en uno de los modelos (puente Montserrat) se encuentra que la participación de masa es mayor cuando la condición fija es asumida en el modelo, la diferencia oscila en un valor promedio de un 5.89% mayor en la condición uno. Sin embargo para el resto de modelos la participación de masa del sistema es generalmente mayor en la condición de

**TABLA No. 6.2 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE EN EL MODO 20.**

MODELO	CONDICION 1*			CONDICION 2**			VARIACION		
	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	$\Delta X$	$\Delta Y$	$\Delta Z$
No. 1	60.9	65.38	65.19	66.14	70.05	64.81	5.24	4.67	0.38
No. 2	78.07	76.03	30.01	73.26	70.85	28.33	4.81	5.18	1.68
No. 3	0.34	52.19	49.82	1.82	52.91	47.3	1.48	0.72	2.52
No. 4	67.39	38.84	32.73	68.17	39.95	32.93	0.78	1.11	0.2
No. 5	12.05	46.81	39.9	62.85	48.1	37.2	50.8	1.29	2.7

\* CONDICION 1: CONSIDERANDO LAS ESTRUCTURAS EMPOTRADAS

\*\* CONDICION 2: CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

MODELO No. 1: PUENTE DE CALIBRACION.

MODELO No. 2: PUENTE MONSERRAT-59 AVENIDA.

MODELO No. 3: PUENTE TENNESSE

MODELO No. 4: PUENTE SAN ANTONIO

MODELO No. 5: PUENTE JUAN BERTIS

FIGURA No. 6.9 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE PARA EL MODO 20 (UX)

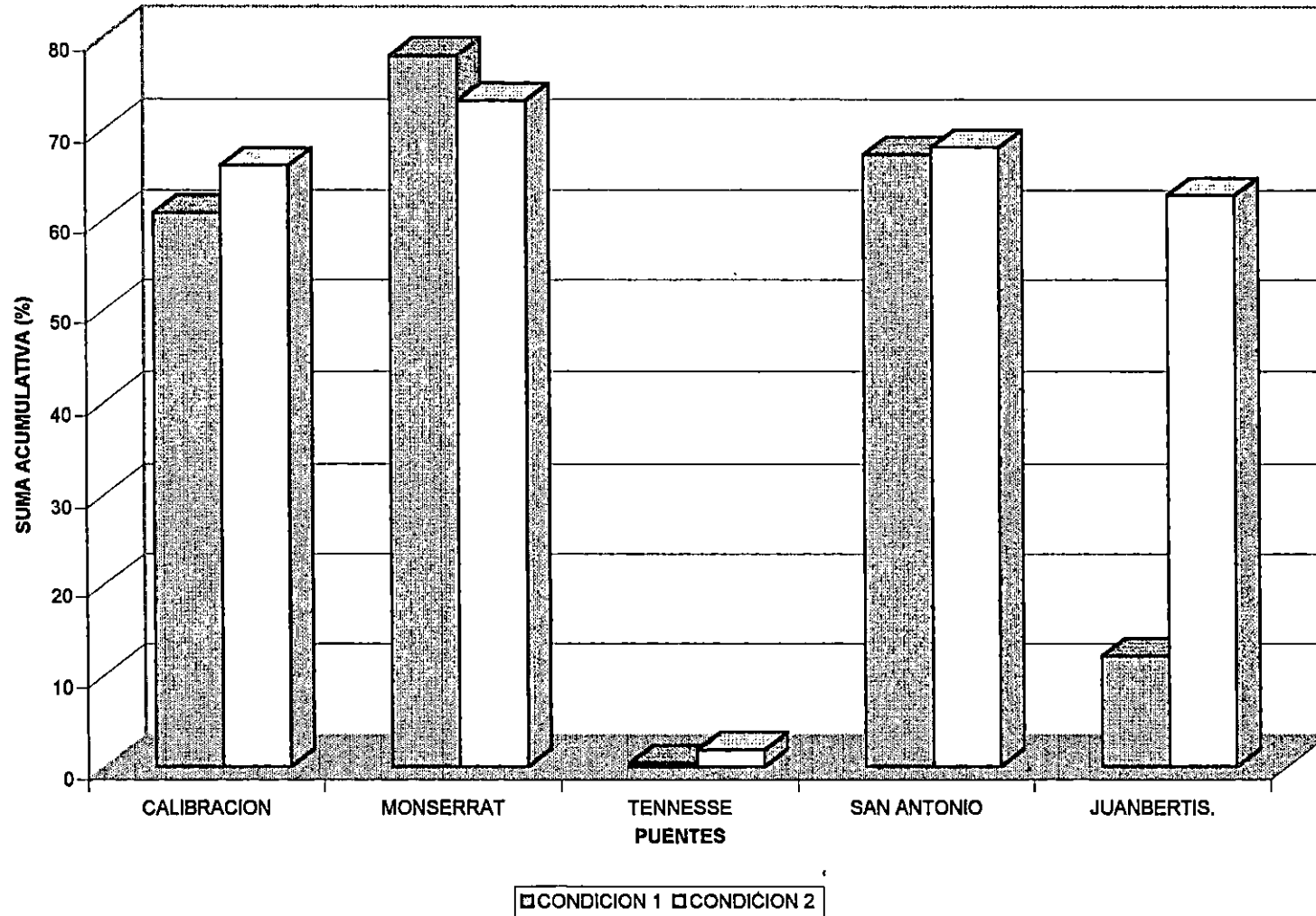


FIGURA No. 6.10 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE PARA EL MODO 20 (UY)

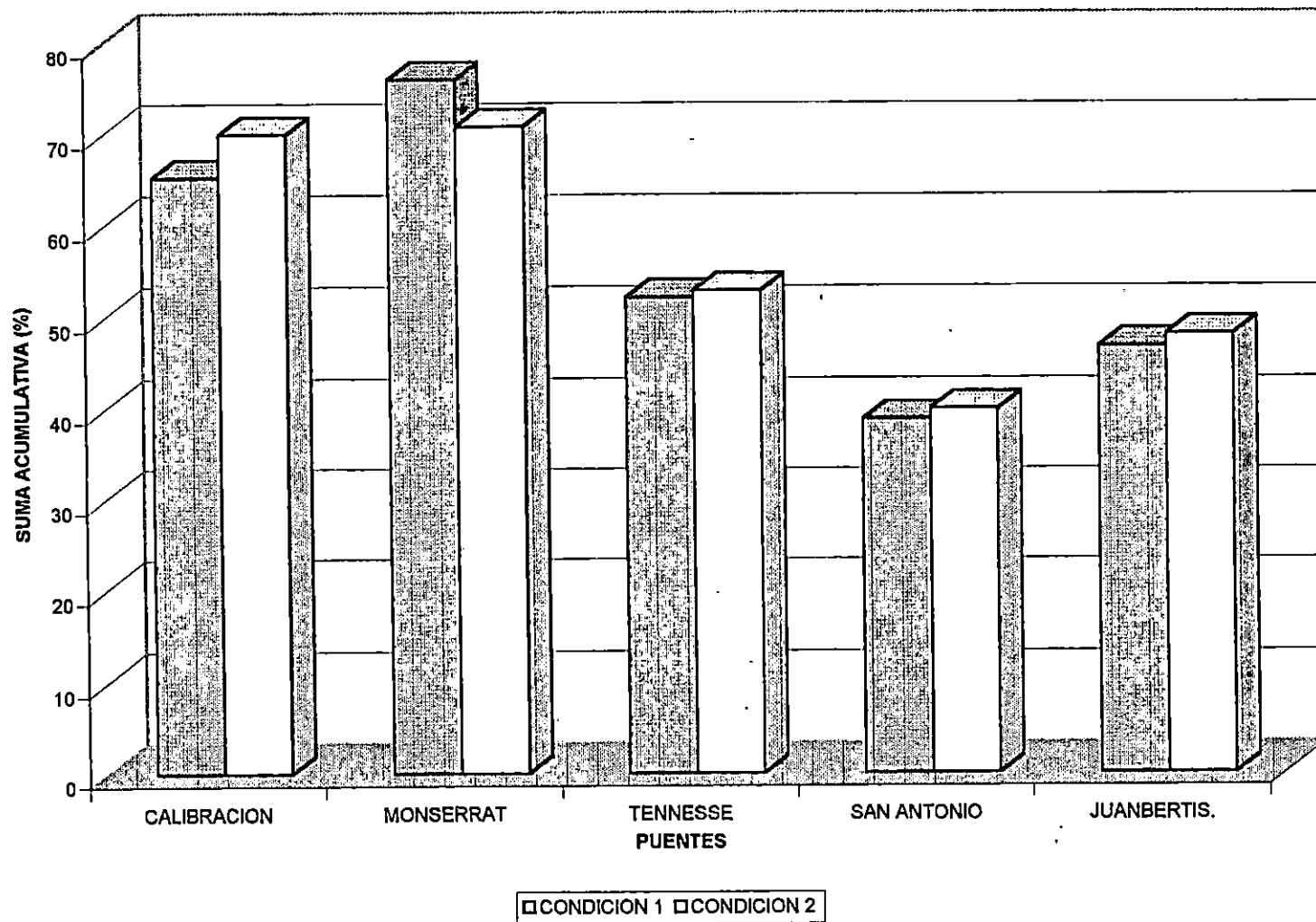
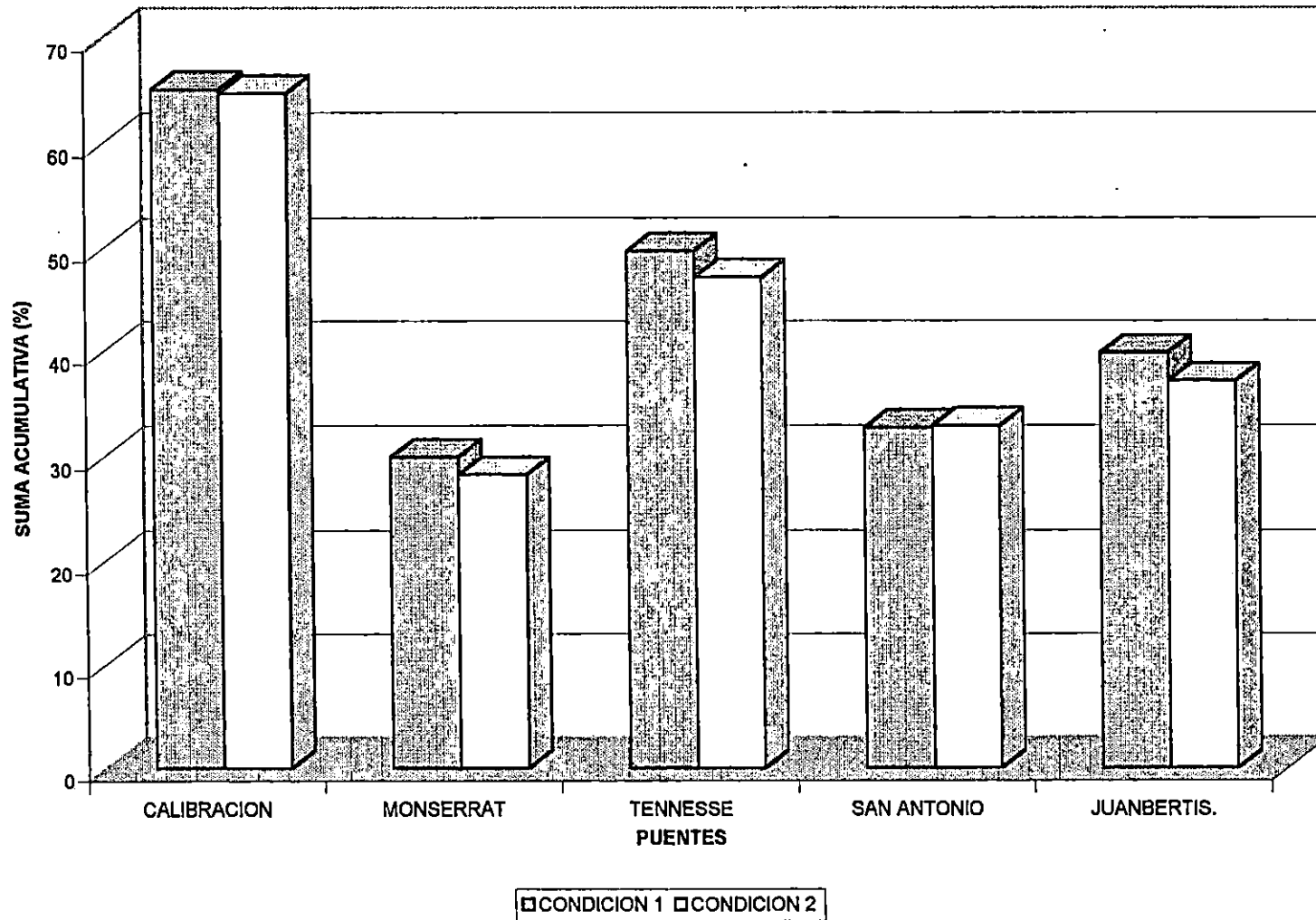


FIGURA No. 6.11 RAZONES MODALES DE MASA PARTICIPANTE PARA EL MODO 20 (UZ)



interacción suelo-estructura, en este caso es imposible promediar dicha variación, ya que las diferencias en la participación van desde 0.61% hasta un 81.32% lo cual no cumple con las condiciones estadísticas para ser promediado. Pero en general se puede afirmar, que la participación de masa de los puentes con estribos integrales se incrementa cuando son modelados considerando la interacción de la estructura con el suelo en un análisis no lineal de los mismos.

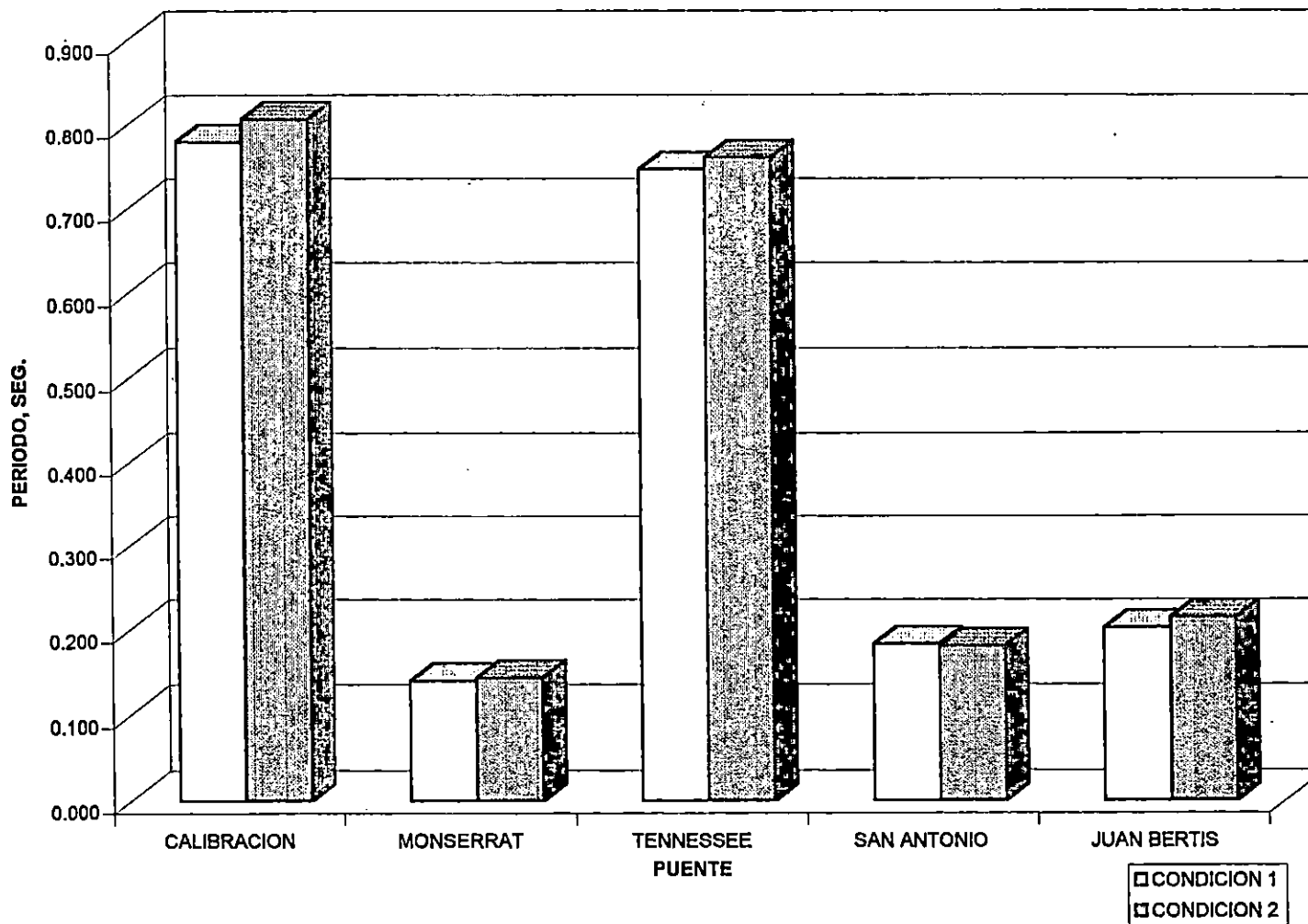
Después de todo lo anterior y retomando los datos presentados en el análisis lineal para comparar la participación de masa de cada modelo para ambos tipos de análisis, se puede afirmar que existe una discrepancia entre ellos ya que en el análisis lineal la participación de masa de todos los modelos era claramente mayor cuando se consideraba la interacción suelo-estructura; caso contrario se registra en el análisis no lineal, sin embargo esta discrepancia puede deberse principalmente al hecho de que la rigidez de algunos elementos fue modificada cuando se modelaron no linealmente. Por otra parte el porcentaje total de masa participante en ninguno de los casos, en el análisis no lineal, llega al 80% recomendado para un análisis de este tipo, lo cual si se consigue en el análisis lineal por lo menos en algunas direcciones. Pero es difícil citar que en alguno de los dos tipos de análisis la participación de masa se incremente o disminuya.

En cuanto a los periodos naturales de vibración de los modelos, como era de esperar, se incrementan cuando la interacción suelo estructura es considerada, ya que en este caso la estructura interactúa con un medio flexible, contrario al caso de asumir el suelo infinitamente rígido. Sin embargo esta variación es pequeña como puede notarse en las figuras No. 6.12 donde se muestran los periodos naturales para el primer modo.

### 6.2.2 PUENTE TENNESSE.

Los máximos esfuerzos encontrados a través del puente se dan básicamente en las esquinas de los estribos y en parte inferior de la pila central; en cuanto a la distribución de

FIGURA No. 6.12 VARIACION EN LOS PERIODOS NATURALES PARA EL PRIMER MODO



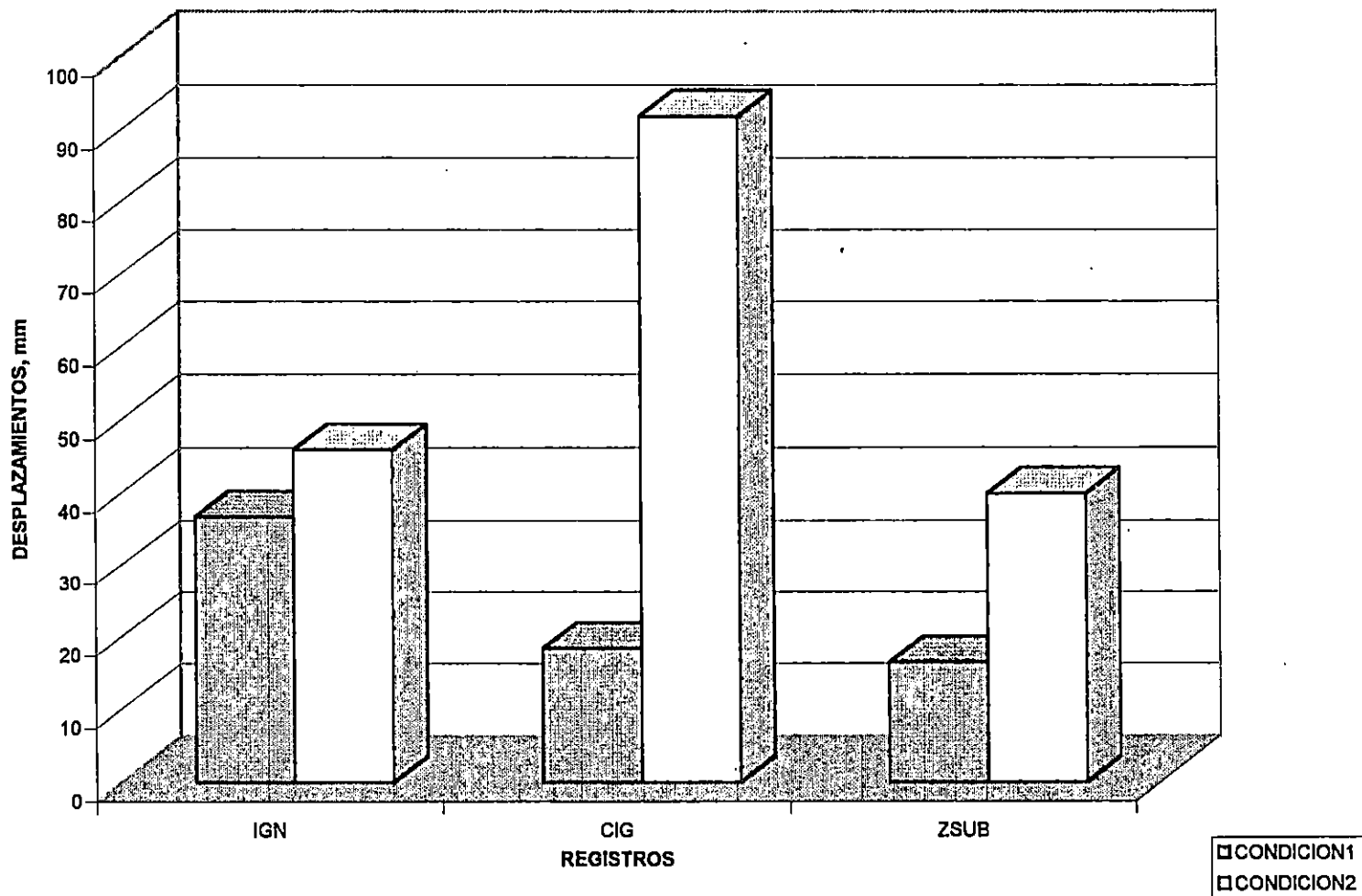
esfuerzos en la losa, estos tienden a ser mayores en la conexión de la misma con los estribos y en las proximidades de la pila central. Esta tendencia se observa en ambas condiciones de apoyo.

Al comparar las respuestas del modelo para ambas condiciones de apoyo, se observa que para las máximas respuestas se dan cuando el modelo es excitado con el registro del CIG. En el caso de los esfuerzos registrados en los estribos en la respuesta máxima, se nota que la diferencia en magnitud entre los esfuerzos es nula en la dirección S11; sin embargo al comparar las magnitudes en las otras direcciones se observa que, para el caso con interacción suelo estructura, los esfuerzos tienden a incrementarse cuando son normales y en cambio algunas veces aumentaron o disminuyeron para los esfuerzos cortantes. En cuanto a los esfuerzos en la pila central se encuentra una ligera diferencia en la respuesta máxima, ya que se obtiene un aumento en la magnitud de los esfuerzos del 7.16% con la interacción suelo estructura, para la dirección S33, manteniendo casi los mismos valores de esfuerzos entre las dos condiciones de apoyo para el resto de direcciones.

Los esfuerzos en losa también se incrementan cuando la interacción suelo estructura es hecha, se ha encontrado un aumento del 8.33% para la respuesta máxima la cual ocurre en la dirección S11, sin embargo para el resto de direcciones los esfuerzos permanecen casi constantes para cada condición de apoyo. Los esfuerzos en las vigas por su parte solo se incrementan en un 1.56% cuando la interacción suelo estructura es considerada, registrando las máximas magnitudes en la dirección de esfuerzo cortante (S12), siendo la localización de estos en las cercanías de la pila central.

Los desplazamientos máximos en la parte superior de la pila central se muestran en las figuras No. 5.183 y 5.192 como una función del tiempo, habiéndose encontrado que el desplazamiento máximo en la condición fija es 35 mm para el registro del CIG y de 89 mm para la condición de interacción suelo estructura en el mismo registro. La figura No. 6.13 muestra la variación entre los desplazamientos máximos para cada registro, en la parte superior de la pila

FIGURA No. 6.13 DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE TENNESSE



central, en la dirección transversal y para ambas condiciones de apoyo. De comparar las magnitudes anteriores queda claramente reflejado que en la condición dos los desplazamientos se incrementa, debido a la flexibilidad del suelo (ver figura No. 6.13).

Como se mencionó anteriormente los elementos que fueron modelados para tener un comportamiento no lineal son los conectores de cortante entre la losa y las vigas, los dispositivos de expansión y los arriostramientos. Para ambas condiciones de apoyo, se han desplegado las gráficas que muestran el comportamiento de cada elemento durante la duración del sismo, a través de relaciones Fuerza-Desplazamiento (Ver gráficas en figuras No. 5.184, 5.185, 5.185-1 y 5.193, 5.194, 5.194-1). Se puede notar que los conectores de cortante y los cojinetes de expansión (apoyos) permanecen en el rango elástico en todos los eventos sísmicos considerados, en las dos condiciones de apoyo; sin embargo para los arriostramientos se registran, en la dirección axial de los mismos, deformaciones permanentes sin ninguna pérdida de rigidez y resistencia (Ver gráfico en figuras No. 5.185-1B y 5.194-1B).

En los gráficos de las figuras No. 5.186, 5.187, 5.195 y 5.196 se muestra una relación entre los desplazamientos en la parte superior de la pila y los estribos, en las direcciones transversal y longitudinal contra el cortante basal a través del tiempo en dichas direcciones. Se puede notar que la pendiente para cada ciclo de histéresis, la cual representa la rigidez de los elementos, en el caso de la pila toma un valor negativo y valores positivos para los estribos en los mismos registros. Esto permite pensar que los movimientos relativos de dichos elementos son opuestos a través del tiempo en los eventos sísmicos, por otra parte el comportamiento no lineal de los mismos esta claramente reflejado en los gráficos. Además se debe recordar que las gráficas relacionan el desplazamiento relativo de la estructura con respecto al suelo contra los cortantes basales y esta es otra de las razones por la cual las gráficas presentan una pendiente negativa en algunos casos.

### 6.2.3 PUENTE DE CALIBRACION.

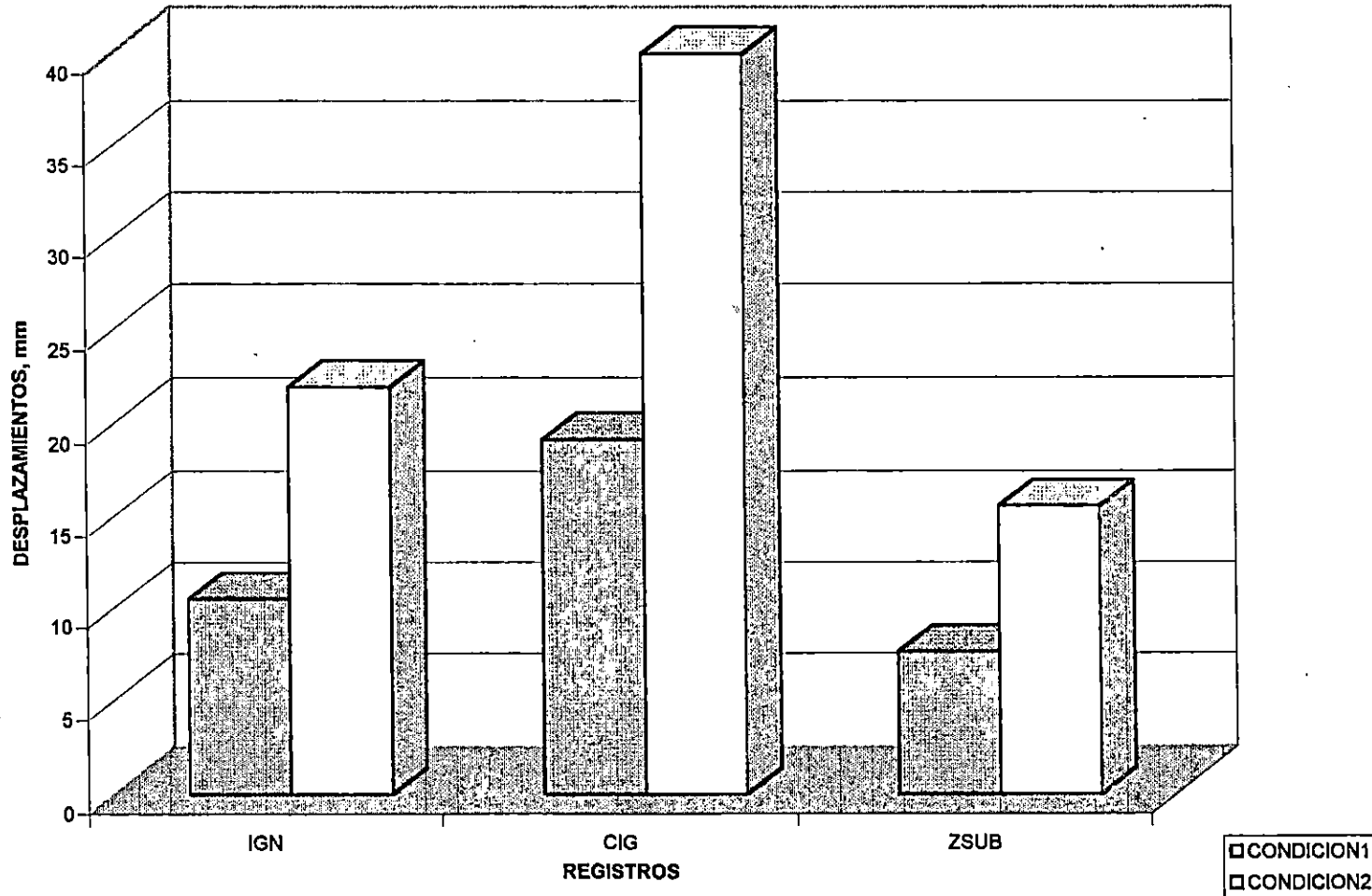
La máxima respuesta se obtiene cuando el modelo es excitado con el registro del CIG, para ambas condiciones de apoyo. Una comparación entre ambas condiciones en la respuesta máxima del modelo conduce a afirmar que, en el caso de los estribos, existe un aumento en la magnitud los esfuerzos de un 43.18% para la condición con interacción suelo estructura; y que además estos esfuerzos se producen en las esquinas de los estribos y en las conexiones con las vigas, en la dirección S11 para ambas condiciones de apoyo. Los esfuerzos registrados en la pila tienen la máxima magnitud en la dirección S33 y varían en un 5.88% siendo mayores en la condición de empotramiento.

Los esfuerzos en la losa son mayores en magnitud por un 16.67% para la condición de interacción suelo estructura, registrando la máxima respuesta en la dirección S12; en las vigas se registra una diferencia en la magnitud de los esfuerzos de 31.25% siendo mayores para la interacción suelo-estructura.

Los desplazamientos en la parte superior de la pila en la dirección transversal del puente se muestran en la figura No. 5.151 y 5.160 como una función del tiempo, habiéndose registrado un desplazamiento máximo de 17 mm para la condición de empotramiento en el registro del CIG y un desplazamiento de 40 mm es encontrado en la interacción suelo estructura. La figura No. 6.14 muestra la variación entre los desplazamientos máximos para cada registro, en la parte superior de la pila central, en la dirección transversal y para ambas condiciones de apoyo.

El comportamiento de los elementos modelados inelásticamente a sido revisado para cada registro aplicado, a fin de saber si al ser sometidos a estas cargas alcanzan deformaciones mas allá del rango elástico. En los gráficos de las figuras No. 5.152, 5.153, 5.161 y 5.162 se muestra como dichos elementos son sometidos a distintas magnitudes de carga y diferentes deformación son registradas a través del tiempo; pudiéndose notar un claro comportamiento inelástico en los conectores de cortante y los apoyos de las vigas en la pila central, los cuales

FIGURA No. 6.14 DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE DE CALIBRACION



experimentan incrementos en las deformaciones, manteniendo la rigidez y resistencia constante durante los eventos en la mayoría de los casos; para los arriostramientos las deformaciones permanecen en el intervalo lineal (ver figura No. 5.153-1 y 5.162-1). En las gráficas que relacionan el cortante basal en la pila central y estribos con los desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal del puente, de los mismos se registra un comportamiento común con el modelo anterior como puede notarse en las figuras No. 5.154, 5.155, 5.163 y 5.164.

#### 6.2.4. PUENTE MONSERRAT – 59ª AVENIDA.

Como en los casos anteriores el registro que produce la condición crítica de carga es el del CIG, encontrando además que la mayor concentración de esfuerzos se localizan en las esquinas de los estribos y en los puntos bajos de los aletones, justo donde se conecta el estribo con la zapata. En cuanto a las magnitudes de dichos esfuerzos, después de comparar las respuestas en ambas condiciones de apoyo, podemos afirmar, que la variación en la respuesta, para ambos estribos, es nula ya que se registran casi las mismas magnitudes cuando se considera el empotramiento en la base y la interacción suelo-estructura; dándose la máxima respuesta en la dirección S33. Se encuentra además un incremento del 16.67% en la magnitud de los esfuerzos en la losa, cuando la interacción suelo-estructura es hecha, estando los mayores esfuerzos en la dirección S11.

En cuanto a los conectores de cortante entre la losa y las vigas, que se modelaron para tener un comportamiento no lineal, se encuentran que permanecen totalmente lineales durante cada uno de los eventos sísmicos, como se muestra en las gráficas de F-D (ver figura No. 5.170 y 5.177).

En las figuras No. 5.171 y 5.178 se muestran las gráficas que relacionan el cortante basal y los desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal, notándose que el comportamiento del puente en la dirección transversal permanece en el rango lineal, no así en la dirección longitudinal en la cual claramente se observa que el puente se ve sometido a incrementos en

las deformaciones inelásticas, sin embargo la rigidez del mismo permanece constante habiendo ganancias en la resistencia de los elementos. Al igual que en el primer modelo al relacionar el desplazamiento relativo de la estructura con respecto al suelo contra los cortantes basales se obtuvieron pendientes negativas en las gráficas mostradas.

#### 6.2.5 PUENTE SAN ANTONIO.

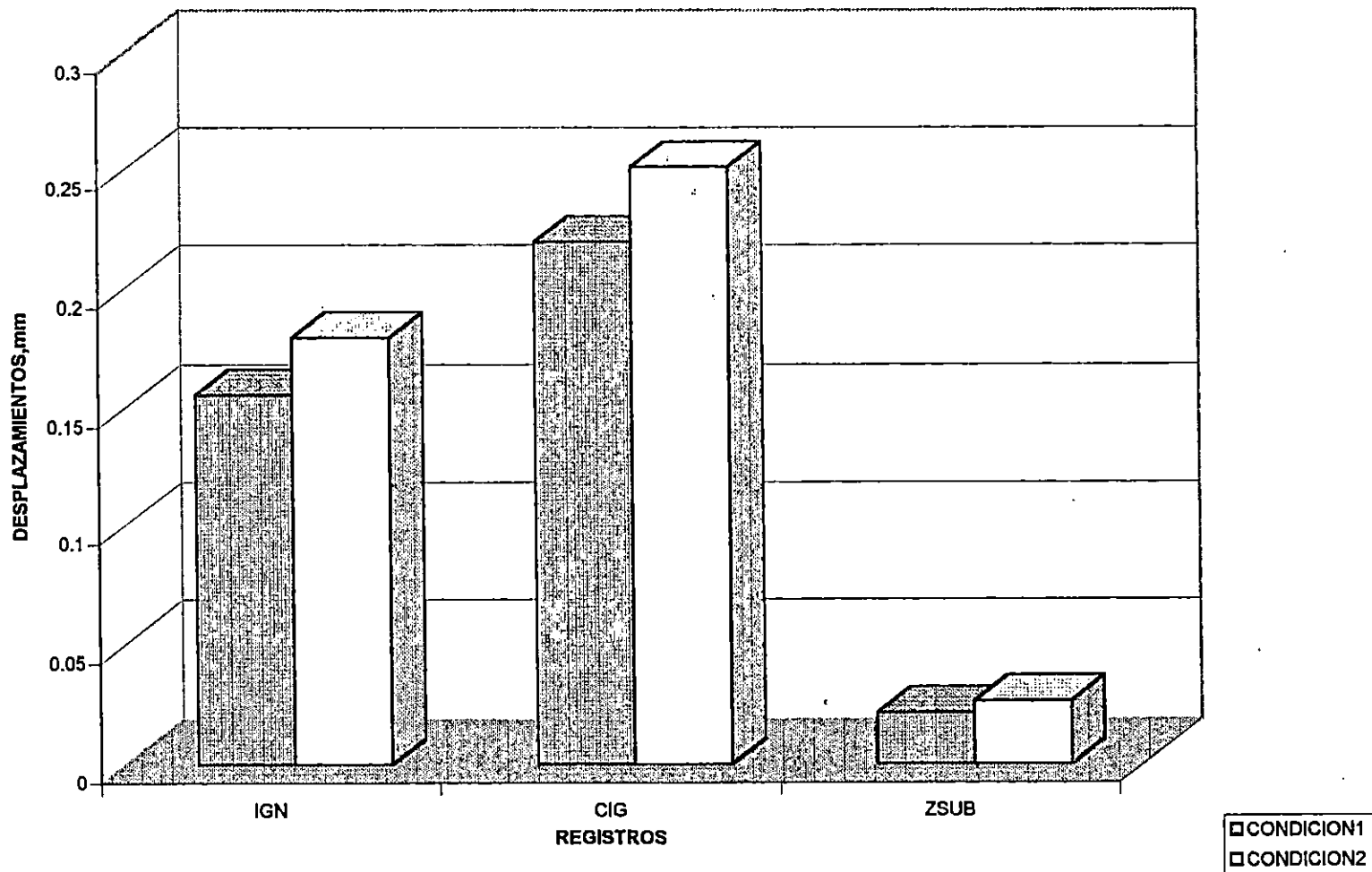
Este es un modelo que podría afirmarse, que tiene una gran rigidez por lo cual las magnitudes de los esfuerzos producidos por los distintos registros son casi despreciables en comparación a su capacidad. Registrando los mayores esfuerzos cuando es excitado por el registro del CIG.

Debido a la semejanza geométrica con el puente de Montserrat, los máximos esfuerzos se localizan en los mismos puntos que para el anterior. Sin embargo se registra una diferencia en los esfuerzos cuando es modelado con la interacción suelo-estructura con respecto a la condición fija, dicha diferencia es equivalente a un 11.11% siendo mayores en el caso de interacción suelo-estructura, y la máxima magnitud se da en la dirección S33. Los esfuerzos en la pila central sufren la misma variación que el citado en los estribos.

Los esfuerzos en la losa varían en una magnitud equivalente al 30.77% siendo mayores cuando es considerada la interacción del puente con el suelo. Los máximos esfuerzos se localizan en la dirección S33.

Los desplazamientos máximos en la parte superior de la pila central se muestran en las figuras No. 5.201 y 5.210 como una función del tiempo, habiéndose registrado un desplazamiento máximo de 0.204 mm para la condición con empotramiento y de 0.241 mm para la condición con la interacción suelo estructura. La figura No. 6.15 muestra la variación entre los desplazamientos máximos para cada registro, en la parte superior de la pila central, en la dirección transversal y para ambas condiciones de apoyo.

FIGURA No. 6.15 DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE SAN ANTONIO



Los conectores de cortante como se observa en los gráficos de las figuras No. 5.202 y 5.211 tienen un comportamiento lineal en cada uno de los eventos sísmicos, por lo que no se registran variaciones en la rigidez y resistencia de los elementos. Caso contrario ocurre en los cojinetes de expansión (Ver gráficos en figuras No. 5.202, 5.203, 5.211 y 5.212) en los cuales se observa que la rigidez permanece casi constante en todos los eventos, registrando incrementos en las deformaciones y una ganancia de resistencia de los mismos. En las gráficas de las figuras No. 5.204-205 y 5.213-214 que relacionan el cortante basal en la pila central y los estribos con los desplazamientos en la dirección transversal de los mismos se registra un comportamiento inelástico en la respuesta para todos los registros.

En las figuras No. 5.202 y 5.213 se muestran las gráficas que relacionan el cortante basal y los desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal de la pila, notándose que el comportamiento del puente en ambas direcciones alcanza el rango no lineal, además se observa que el puente se ve sometido a incrementos en las deformaciones inelásticas, sin embargo la rigidez del mismo permanece constante habiendo ganancias en la resistencia de los elementos e incremento en las deformaciones. Sin embargo en los estribos el comportamiento inelástico registrado es muy difícil de caracterizar ya que se aprecia un comportamiento no lineal más complejo (ver figuras No. 5.203 y 5.214). Al igual que en el primer modelo al relacionar el desplazamiento relativo de la estructura con respecto al suelo contra los cortantes basales se obtuvieron pendientes negativas en las gráficas mostradas.

#### 6.2.6 PUENTE JUAN BERTIS.

Este es un puente con características geométricas distintas al resto de modelos, sin embargo los máximos esfuerzos se registran en las esquinas de los estribos y en los puntos de conexión de la losa con la pila central, y todos son producidos por el registro del CIG.

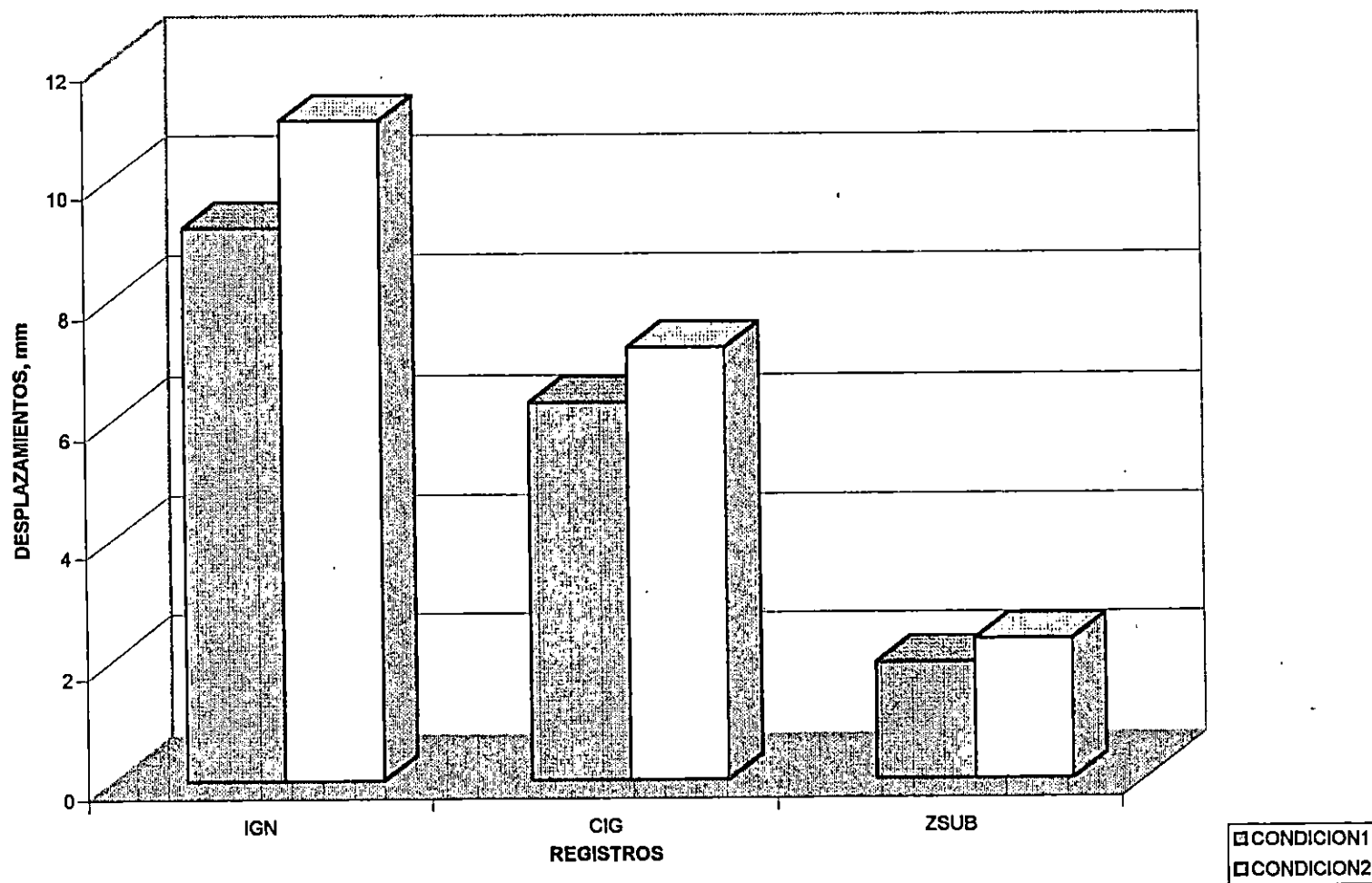
La magnitud máxima de esfuerzo es registrada cuando el modelo es excitado considerando la interacción suelo-estructura. Los esfuerzos en los estribos muestran una variación de hasta un 50% entre ambas condiciones de apoyo; sin embargo en la losa no se registra una variación significativa.

Los desplazamientos máximos en la parte superior de la pila central se muestran en las figuras No. 5.219 y 5.228 como una función del tiempo, habiéndose registrado un desplazamiento máximo de 9 mm para la condición con empotramiento en el registro del IGN y de 11 mm para la condición con la interacción suelo estructura en el mismo registro. La figura No. 6.16 muestra los desplazamientos máximos para cada registro en la parte superior de la pila central y para ambas condiciones de apoyo.

Los conectores de cortante tienen un comportamiento elástico durante cada uno de los eventos sísmicos (ver figuras No. 5.220 y 5.229), no obstante los cojinetes que soportan las vigas en la pila central tienden a sufrir deformaciones plásticas, registrando un comportamiento aceptable en la dirección  $U_2$  con incrementos de resistencia y poca variación en las deformaciones y una rigidez casi constante; en cambio para la dirección  $U_3$  se observa que hay ganancias en la resistencia pero con incrementos en las deformaciones y con una rigidez constante (ver figuras No 5.221 y 5.230).

En las figuras No. 5.222 y 5.231 se muestran las gráficas que relacionan el cortante basal y los desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal de la pila, notándose que el comportamiento del puente en ambas direcciones alcanza el rango no lineal, además se observa que el puente se ve sometido a incrementos en las deformaciones inelásticas, sin embargo la rigidez del mismo permanece constante habiendo ganancias en la resistencia de los elementos e incremento en las deformaciones. Sin embargo en los estribos el comportamiento inelástico registrado es muy difícil de caracterizar ya que se aprecia un comportamiento no lineal más complejo (ver figuras No. 5.223 y 5.232). Al igual que en el primer modelo al

FIGURA No. 6.16 DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE JUAN BERTIS



relacionar el desplazamiento relativo de la estructura con respecto al suelo contra los cortantes basales se obtuvieron pendientes negativas en las gráficas mostradas.

#### 6.2.7 SUMARIO DEL ANALISIS NO LINEAL.

En todos los modelos se ha observado una tendencia similar en la respuesta ante excitaciones sísmicas. Es decir que para todos los modelos se han registrado incrementos en la respuesta cuando la interacción suelo-estructura es hecha. En el caso de los estribos se han registrado variaciones que van desde 0.00% en algunos modelos hasta un 34.76% en promedio para aquellos en los cuales se encuentran discrepancias en la respuesta; en la pila central las variaciones son más uniformes habiendo encontrado una diferencia promedio de un 8.05% de incremento en los esfuerzos para la interacción suelo-estructura, el mismo caso se registra en las losas en cuyo caso la variación es de 18.11% y para las vigas variaciones que van desde 1.56% hasta un 31.25% fueron encontradas. En general se puede afirmar que dentro del análisis no lineal de puentes integrales, la consideración de la interacción del suelo con la estructura representa la alternativa más realista del comportamiento de la estructura bajo cualquier condición de carga sísmica. Por otra parte el hecho de no considerar la interacción del suelo con estructura puede hacer que se utilicen fuerzas sísmicas de diseño mucho menores hasta en un 50%, que las fuerzas reales que se pueden registrar en la estructura, no obstante esto depende de la configuración de la estructura, lo anterior claramente refleja la necesidad de hacer dicha consideración.

En esta investigación se han enfocado dos aspectos importantes del análisis sísmico de puentes con estribos integrales, primeramente un análisis lineal de los modelos fue hecho considerando dos condiciones de apoyo, la primera es frecuentemente utilizada por la mayoría de ingenieros en estructuras y la otra una consideración más realista de las condiciones de estructuras que serán cimentadas sobre un suelo generalmente flexible, que es un proceso de análisis poco conocido. Los resultados en esta parte de la investigación han reflejado

claramente que los esfuerzos en los elementos de los puentes disminuyen significativamente cuando la modelación realista de la interacción de la estructura con el suelo circundante es realizada; lo cual conllevó a concluir que se hace necesario modelar las estructuras de puentes integrales interactuando con el suelo, ya que el suelo es un medio flexible (a excepción de los estratos de roca sólida, que pueden ser considerados como rígidos).

Sin embargo haciendo las mismas consideraciones de apoyo para el análisis no lineal, en los mismos modelos, modificando únicamente las propiedades de algunos de sus elementos constituyentes se han obtenido resultados que reflejan aspectos contrarios a los afirmados en el análisis lineal, y es el hecho de que para esta consideración de la no-linealidad, los esfuerzos registrados en los elementos estructurales de los puentes se incrementan en porcentajes de hasta un 50% cuando la interacción suelo-estructura es hecha. Vale la pena mencionar que la comparación entre dichos tipos de análisis (lineal y no lineal), en el caso de los puentes modelados, las respuestas varían en porcentajes en muchos casos abismales, sobre todo en las vigas en las cuales para el análisis lineal se registraron esfuerzos de  $2.55 \times 10^3 \text{ ton/m}^2$  en algunos casos, habiendo encontrado en el análisis no lineal esfuerzos de  $31.5 \times 10^3 \text{ ton/m}^2$  para la misma dirección ( $S_{12}$ ) y en el mismo modelo (Ver tabla No 13 y 56), similarmente se encontró en algunos estribos, pero con variaciones menos notorias. Sin embargo para la pila central y la losa, en la mayoría de los casos se mantienen los mismos esfuerzos, registrando variaciones de entre un 9% mayores en el análisis no lineal.

Esto permite afirmar en forma concisa que el análisis sísmico no lineal de puentes con estribos integrales es un ejercicio que debe necesariamente ser realizado cuando un puente de este tipo se proyecte construir. Ya que como se a podido notar la variación mínima esperada en la respuesta de un modelo ante un sismo es de un 9% mayor en el análisis no lineal, lo cual implicaría que al diseñar estructuras de puentes integrales con fuerzas sísmicas, basadas en un análisis lineal, se esperaría que sufran esfuerzos mayores en por lo menos un 9% a su

capacidad de diseño cuando se registre un sismo con características similares al sismo de diseño.

A pesar de todo lo afirmado arriba, vale aclarar que los esfuerzos registrados en los elementos de los puentes son relativamente pequeños en comparación a la capacidad de los mismos, por lo que, lo que tratamos de enfatizar es el hecho de aquellos puntos en los cuales se registran los esfuerzos máximos, en los modelos considerados en el análisis, sin importar la capacidad que tenga el elemento para absorber carga, además; las áreas en las cuales se registran los máximos esfuerzos son generalmente pequeñas.

**CAPITULO VII.**

**CONCLUSIONES Y**

**RECOMENDACIONES**

## 7.1 CONCLUSIONES.

1. Los esfuerzos máximos registrados en los elementos estructurales de los puentes con estribos integrales modelados, se localizan en las esquinas de los estribos y en la conexión de la pila con la zapata. Por lo que deben ser considerados como los puntos críticos cuando se realiza el diseño de uno de ellos.
2. Los arriostramientos que se ven mayormente forzados, y en algunos casos sobre esforzados hasta en un 26.3% con respecto a su capacidad, son aquellos que se encuentran en las cercanías de los estribos y el de la pila central por lo que requieren un cuidadoso diseño a fin de evitar esfuerzos de compresión que pueden causar efectos de pandeo en los mismos. Los arriostramientos en las partes medias son demandados en algunos casos en no mas del 25% de su capacidad por lo que pueden ser disminuidas las secciones transversales de los mismos a fin de no proveer un derroche de capacidad para la mayoría de elementos y mejorar los que son sobre esforzados.
3. Los elementos de la superestructura como las vigas y las losas no se ven sometidos a grandes esfuerzos debidos a terremotos por que su respuesta máxima seguramente se produce debido a la influencia de las cargas vivas de vehículos. Sin embargo, los efectos del sismo son más significativos en los apoyos elastoméricos.
4. En general en un análisis lineal los esfuerzos en los elementos de los puentes pueden ser disminuidos en porcentajes que van desde un 15% hasta un 73% en algunos casos, cuando la interacción suelo estructura es hecha, con respecto a los esfuerzos obtenidos al considerar los puentes empotrados en la base. Para un análisis no lineal los esfuerzos en los elementos de los puentes varían en un 8% entre ambas condiciones de apoyo, siendo mayores cuando la interacción suelo estructura es hecha.

5. Los esfuerzos en los elementos estructurales del puente que se obtienen a partir del análisis no lineal son menores que los obtenidos en el análisis lineal tanto en la condición idealista de empotramiento en la base, como en la condición con interacción suelo estructura. Esto puede estar asociado al hecho de que en el análisis no lineal la participación de masa del sistema es menor que en el análisis lineal, por lo que las fuerzas inerciales actuando son menores y producen menores esfuerzos.
6. Los periodos de los puentes se incrementan cuando se consideran los efectos del suelo en la estructura, sin embargo esta responde mas apropiadamente en esta condición. Aquí también se notan los efectos de las estructuras muy rígidas las cuales absorben mayores esfuerzos.
7. El comportamiento de los puentes con estribos integrales bajo condiciones de carga sísmica puede ser considerado apropiado, ya que los esfuerzos registrados en los elementos estructurales, en ninguno de los registros sobrepasaron la capacidad para resistir carga de los mismos.
8. La respuesta crítica de un puente con estribos integrales bajo cargas sísmicas, se registra cuando la interacción del mismo con el suelo circundante es considerada, y además la no-linealidad de los elementos que lo conforman es incluida en el análisis.
9. Los esfuerzos máximos registrados en los elementos estructurales de los puentes con estribos integrales modelados, se localizan en las esquinas de los estribos y en la conexión de la pila con la zapata. Por lo que deben ser considerados como los puntos críticos cuando se realiza el diseño de uno de ellos.
10. La diferencia encontrada en la respuesta de los puentes bajo carga sísmica para las dos condiciones de apoyo, en los dos tipos de análisis, es más significativa cuando la longitud de los claros de los mismos se incrementa. Para un solo claro la respuesta permanece casi constante.

11. La participación de masa de los modelos se incrementa cuando la interacción suelo estructura es considerada, para ambos tipos de análisis. Un mayor número de modos de vibración de los modelos permitiría la obtención de masas participantes mayores o próximas al 80% deseado, lo cual incurre en una respuesta más exacta de los modelos ante cargas sísmicas y una mayor capacidad computacional requerida.
12. En ninguno de los elementos que constituyen los modelos se registraron esfuerzos que sobrepasen los esfuerzos permisibles de los mismos, encontrando que los elementos que reciben mayor carga, son las vigas exteriores, en la condición de interacción suelo estructura para el análisis no lineal.
13. Para este tipo de puentes las vigas que conforman la superestructura experimentan grandes esfuerzos cortantes en los puntos cercanos a la pila central, específicamente en el patín inferior de las secciones de acero.
14. Los esfuerzos encontrados en los estribos, en la unión con las esquinas de la losa monolítica, constituyen los valores más altos de esfuerzos que se producen en los mismos, cuando los estribos se apoyan sobre pilotes y para los otros casos en la parte inferior de los estribos y en los aletones contiguos al terraplén.
15. Los desplazamientos de la pila central en la dirección transversal son mayores cuando los modelos se consideran interactuando con el suelo, razón a la que se atribuye el hecho de registrar menores esfuerzos para esta consideración, es decir que hay disipación de energía por deriva. Esto quedó demostrado en el análisis elástico.
16. El comportamiento inelástico de los apoyos de neopreno es claramente observado en los gráficos para la dirección transversal, ya que los movimientos del puente son mayores en esta dirección; sin embargo no sufren pérdida de rigidez durante el evento desfavorable.
17. Cuando se diseña un puente con estribos integrales las condiciones de carga que se consideran actuando sobre el mismo son iguales que para los puentes con juntas,

haciendo necesario únicamente la revisión de la losa y los estribos (es decir la conexión rígida entre ellos) para resistir los efectos secundarios tales como gradientes térmicos, acortamiento, etc.

## 7.2 RECOMENDACIONES.

1. Cuando el diseño de un puente con estribos integrales se realiza los puntos del mismo que deben ser cuidadosamente diseñados son las esquinas de los estribos y la conexión de la pila con la zapata, todo ello para evitar fallas por cortante en las esquinas de los estribos y formación de articulaciones plásticas en la base de la pila.
2. Los arriostramientos en las cercanías de la pila central y los estribos deben ser cuidadosamente diseñados, a fin de evitar grandes esfuerzos de compresión que pueden producir el pandeo en los arriostramientos y con ello dejen de cumplir su función de rigidizar la dirección transversal de la superestructura.
3. La consideración de los efectos del suelo sobre estructuras de puentes que serán construidas debería ser un ejercicio exigido en el análisis, para fines de conseguir estructuras con características que le permitan responder apropiadamente a demandas producidas por terremotos.
4. La no-linealidad de los elementos de los puentes como los estribos y la pila central deberían, de ser posible, incluidas en el análisis. Ya que se espera, para un puente cualquiera, que las articulaciones plásticas se registren únicamente en la base de la pila central y daños reparables sean permitidos en la misma pero no así, daños en la superestructura.
5. Un análisis sísmico a través de métodos dinámicos paso a paso debe incluir la utilización de la mayor cantidad de registros de terremotos posibles; así como también un adecuado estudio de sensibilidad para determinar el tamaño del paso a utilizar con dichos métodos de análisis y las propiedades dinámicas del suelo.
6. Algunos de los modelos presentados estaban asentados sobre pilotes los cuales no pudieron ser modelados, por lo que una investigación de puentes integrales montados sobre pilotes debería ser realizada.

7. Siendo la modelación con interacción suelo-estructura, la forma más realista de simular los efectos de los sismos sobre los puentes con estribos integrales, se debería de profundizar en el estudio del comportamiento de los mismos bajo condiciones de carga sísmica, aplicando dicha técnica de modelación y considerando los diversos tipos de fundaciones sobre las cuales se cimientan los puentes, en diferentes estratos de suelo.
8. Un cuidadoso estudio de los estratos de suelos que circundan la estructura de puentes con estribos integrales, deberá ser realizado, para fines de modelar las condiciones reales de la estructura durante el análisis sísmico.
9. Tratar de modelar un mayor numero de puentes con estribos integrales, de diferentes características, en cuanto a numero de claros y longitudes de los mismos y considerar además puentes esviados; para así disponer de una gama de información que permita concluir algunos aspectos generales para los puentes con estribos integrales.
10. El efecto del sismo en los apoyos elastoméricos de la superestructura sobre la pila central, debe ser considerado cuando se estén diseñando los mismos ya que dichos elementos se ven sometidos a grandes esfuerzos, tal como quedo demostrado en el análisis no lineal.

**CAPITULO VIII.**  
**BIBLIOGRAFIA.**

## LIBROS

1. AASTHO American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications For Highway Bridges", 16ª Edition, 1996.
2. Bazam, Eduardo y Meli, Enrique "Diseño Sísmico de Edificios", Editorial Limusa, México, 1998.
3. Bommer, Julian "Sismología Para Ingenieros", Papeles Técnicos UCA, Serie Fundamentos F93001, Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas", San Salvador, El Salvador, 1994.
4. Calvi, G.M. Priestley, M.J.N. y Seible, F. "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons, Inc., 1996.
5. Chopra, Anil K "Dynamics of Structures", Prentice Hall, New Jersey, 1995.
6. Laible, Jeffrey "Análisis Estructural", Editorial McGraw-Hill, México, 1998.
7. McCormac, Jack C. "Diseño de Estructuras de Acero", Editorial Alfaomega, México, 1996.
8. Norris Head, Charles Utku, Senol y Wilbur, John "Análisis Elemental de Estructuras", Editorial McGraw-Hill, México, 1982.

9. Wilson, Edward L., "Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures", Computers and Structures, Inc. Berkeley, C.A., 1997.

## REVISTAS

1. Burke, Martin P., Jr. "The Design of Integral Concrete Bridges", "Concreto Internacional", 1989.
2. Burke, Martin P., Jr. "Integral Bridges: Attributes and Limitations", Transportation Research Record 1393, 1989.
3. Cook, N. "Seismic Devices For Bridges in New Zealand", Seminario Diseño de Estructuras Sismo-Resistentes de Concreto Reforzado, AGIES, 1996.
4. Kukrety, Anant R.  
& Soltani, Alan A. "Performance Evaluation of Integral Abutment Bridges", Transportation Research Record 1371.
5. Rakesh K., Goel "Earthquake Characteristics of Bridges with Integral Abutments", Journal of Structural Engineering, Vol 123 No 11, ASCE, 1997.
6. Wolde-Tinsae, Amde M.  
& Greimann, Lowell F. "General Design Details for Integral Abutment Bridges", Civil Engineering Practice Vol3, USA, 1998.

## TESIS

1. Meza, Luis Francisco  
y Sanabría, Carlos A. "Cálculo y Diseño Estructural del Puente Moropala Usando Vigas de Concreto Presforzado", Tesis

preparada para optar al grado de Ingeniero Civil en la Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas", San Salvador, El Salvador, 1994.

#### REPORTES TECNICOS

1. Abendroth, R.E.  
Ebner, P.B.  
Johnson, D.E.  
& Greimann, L.F. "Pile Design and Tests for Integral Abutment Bridges", Iowa Dept. of Transportation, 1987.
2. Aguilar Colato, Rolando "Microzonificación sísmica en base a criterios geotécnicos, estimación de las propiedades dinámicas y análisis de la respuesta local de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador", 1990.
3. FHWA/RD-86/102 "Seismic Design of Highway Bridge Foundations", Vol. I, II, III, Office of Engineering and Highway Operations Federal Highway Administration, 1986.

#### ABSTRACTOS DE CONFERENCIAS

1. Dr. Portillo, Edwin "Potencial destructivo del set de Acelerogramas del Sismo del 10 de Octubre de 1986", "La Ingeniería Sísmica en El Salvador despues de diez años del Terremoto de 1986", UES, 1996.

2. Dr. Portilló, Edwin

"Modelación numérica para el diseño y reforzamiento Antisísmico de Estructuras de Edificios", "La Ingeniería Sísmica en El Salvador despues de diez años del Terremoto de 1986", UES, 1996.

3. Salazar M., Roberto O.

"Diseño Sísmico de Puentes", Seminario ASIA, 1999.

#### ARTICULOS DE INTERNET

1. Goel, R.K.

"Earthquake behavior of bridges with integral abutments", Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and highway, Sacramento, California, 1997, <http://www.eerc.berkeley.edu/cgi-bin/texhtml?form=eea.all&controln=323836>

2. Goel, R.K.

"Earthquake characteristics of bridges with integral abutments", Journal of Structural Engineering, 1997. <http://www.eerc.berkeley.edu/cgi-bin/texhtml?form=eea.all&controln=319845>

3. J.A. Way

& AR. Biddle

"Integral Steel Bridges: Design of multi-span bridge", The Steel Construction Institute, 1998. <http://www.steel-sci2.org/scipubs/p250.htm>

4. Martinez Cutillas, A.

Sagrario Gomez L.,M.

y Alarcon Alvarez, E.

"Abutments influence in the bridge dynamic response of

bridges", European Earthquake Engineering, X, 1996.

[http://www.eerc.berkeley.edu/cgi-bin/texthtml?form=eea.all  
&controln=301145](http://www.eerc.berkeley.edu/cgi-bin/texthtml?form=eea.all&controln=301145)

5. Priestley, M.J. Nigel  
y Seible, Frieder

"Current structural bridge research at UCSD",  
Proceedings of the 5<sup>th</sup> Caltrans Seismic Research  
Workshop: California Department of Transportation  
Engineering Service Center, 1998, Sacramento.

[http://www.eerc.berkeley.edu/cgi-bin/texthtml?form=eea.all  
&controln=328168](http://www.eerc.berkeley.edu/cgi-bin/texthtml?form=eea.all&controln=328168)

6. Ting, John M.  
& Faraji, Susan

"Streamlined Analysis and Design of Integral Abutment  
Bridges", Federal Highways Administration, through the  
Massachusetts Highways Department, Research Projects  
1998.

7. Shen, Jay  
and López, Manuel

"Seismic performance of integral abutment bridges",  
Geotechnical special publication 70, Seismic analysis and  
Design for Soil-Pile-Structure Interactions, American  
Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 1997.

<http://www.eerc.berkeley.edu/cgi-bin/texthtml?form=eea.all&controln=323836>

7. Siddharthan R.  
Elgamal M.

- & Maragakis EA. "Investigation of performance of bridges abutments in Seismic Regions", Journal of Structural Engineering-ASCE, 1994. <http://ovid1.aiss.uic.edu/ibis/ovidweb/ov...70&totalCit=383&D=ccliz&S=AIPPPPOPAFNDBK>
8. Sung-hwan Kim,  
& Gyungja Jung "Performance of integral abutment bridges", Highway Research Center, Geotechnical Engineering Research Division, Korea, 1999. <http://www.freeway.co.kr/sub05/eng10508.htm>