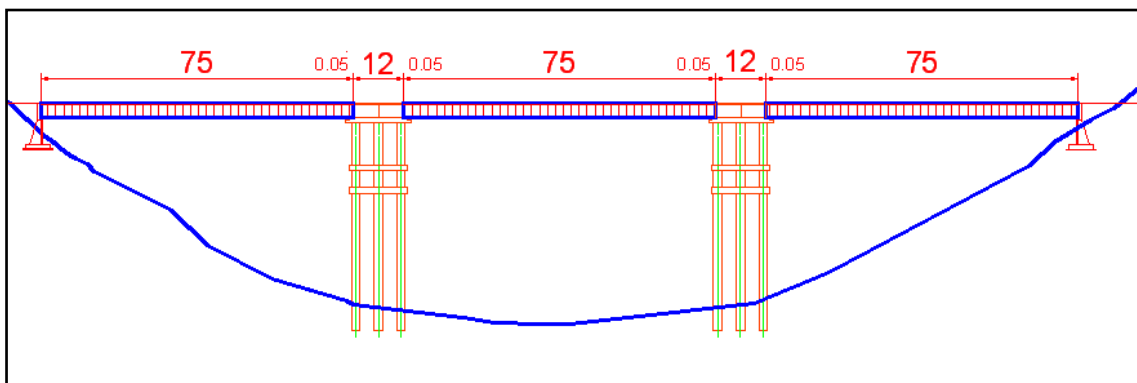


## CAPITULO III

# ANÁLISIS SÍSMICO DE APOYOS CENTRALES DE PUENTE SOBRE EL RÍO CARRIZAL

### 3.1 Introducción

En este capítulo se analizará transversalmente un grupo de pilotes incluyendo la viga cabezal de la pila central derecha del puente Carrizal como se muestra en la figura 3.1, a diferencia del anterior capítulo que se estudio el comportamiento del pilote individualmente.



**Figura 3. 1:** Vista transversal de los apoyos del puente Carrizal.

Para el análisis sísmico se utilizó dos alternativas estructurales, la *Alternativa 1* que responde al cálculo estructural realizado por Vinueza (1992) que contempla una viga de hormigón de 0.80 por 2.10 m., en la cota 57.879 m.



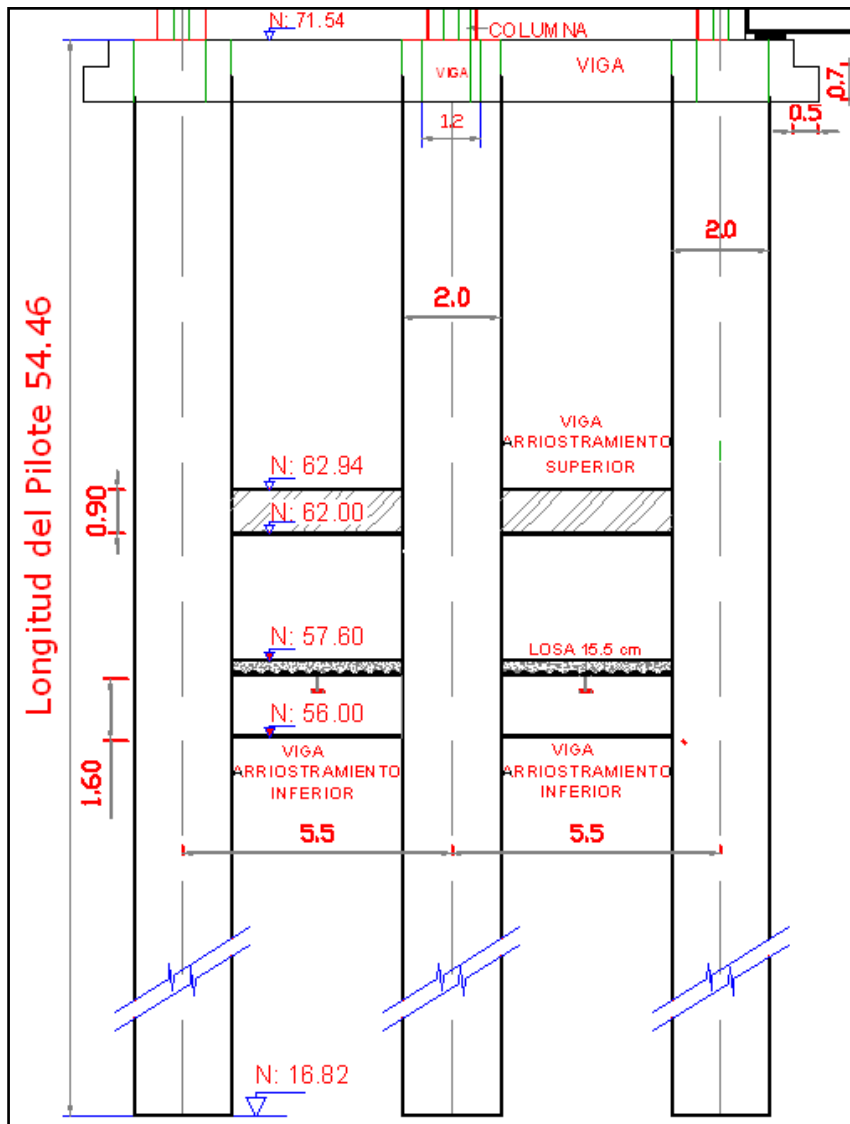
La *alternativa 2* corresponde a la forma como realmente se construyó los apoyos, en lugar de la viga de hormigón de 0.80 m. / 2.10 m., se colocaron dos vigas de acero, tipo *I*, en la figura 3.3 se puede visualizar la construcción actual de las vigas *I* de acero y los pilotes de la infraestructura de Carrizal.



**Figura 3.3** Construcción actual del puente Carrizal.

Como se muestra en la figura 3.4 la viga de arriostramiento superior tiene 90 cm., de altura, el ancho del ala es de 30 cm., y el espesor es de 2 cm.; la viga inferior es de 160 cm., de altura, con un ancho de ala igual a 40 cm., y un espesor de 2 cm. El acero tiene un límite de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . La viga cabezal es de hormigón armado de 0.80 / 1.25 m, también se puede observar las cotas de las vigas que se encuentran; la primera en la cota 57.60 y la segunda en la cota 62.94.

Se consideró que el hormigón utilizado tiene una resistencia a la compresión  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>; un módulo de elasticidad  $E = 1800000$  t / m<sup>2</sup> para los dos casos.



**Figura 3.4** Vigas de arriostramiento de los apoyos centrales del puente sobre el río Carrizal.



### 3.2 Propiedades del Suelo

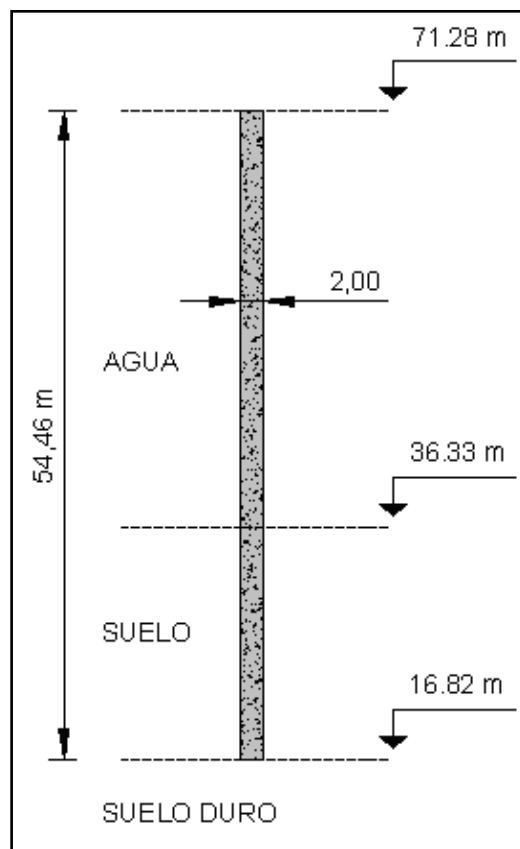
Ya que la cota del lecho del río Carrizal es de 36.33 m. Morales (2009) y la cota de desplante de los pilotes es de 16.82 m se muestra que los pilotes están atravesando cerca de 20 m (19.51 m) de suelo

**Tabla 3. 1:** Estratigrafía del suelo. (Cortesía E. Morales 2010)

COTA	ESTRATIGRAFIA	DESCRIPCION MATERIAL	T	OBSERVACIONES
57.52		Columna Agua		
		Columna Agua		
		Columna Agua		
		Columna Agua		
		Columna Agua		
		Columna Agua		
		Columna Agua		
		Columna Agua		
		Columna Agua		1.- Long. de Camisa: 27.50 m
		Columna Agua		Pega camisa=5.00m, 2.50m, 2.50m, 0.80m
		Columna Agua		Cota de Camisa: 59.129 m.s.n.m.
36.189		Sedimento material		2.- Long. de Camisa:38.30 m
				Pega camisa=1.30 m
				Cota de Camisa: 60.10 m.s.n.m.
30.00		IDEM		3.- Long. de Camisa:39.60 m
		Arena color café muy humedo		Cota de Camisa: 58.20 m.s.n.m.
		IDEM		
		IDEM		
		IDEM		
25.50		Limo Arcilloso	08h00	24/11/2008
		con fragmentos de piedrillas	a	Por la noche suelda de tramo 1.30m
		Consistencia media		
20.60		IDEM	21h00	25/11/2008
		IDEM		Cota de Camisa: 58.20 m.s.n.m.
19.50		Limo Arcilloso		Nivel de cota de agua ala fecha 57.52m.s.n.m
		con fragmentos de piedrillas		
18.00		Consistencia muy compacta		
		Limo Arcilloso	19h30 a 00h00	29/11/2008
		con fragmentos de piedrillas		Cota de Camisa: 57.911 m.s.n.m.
		Consistencia firme		Nivel de cota de agua ala fecha 56.957m.s.n.m
17.42		Arenisca consolidada		4.- Long. de Camisa:40.90 m
		Material de Consistencia Dura		
		IDEM		29-30/11/2008
		IDEM		Corte de camisa=2.90m
		IDEM		Cota de Camisa: 56.311 m.s.n.m.
		Arenisca consolidada		Nivel de cota de agua ala fecha 56.957m.s.n.m
16.82		Material de Consistencia Dura		5.- Long. de Camisa:38.00 m
				Cota Inferior Camisa:18.311msnm
				Pega de camisa=7.602.90m
				Limpieza con Air-Lift
				27/03/2009
				6- Long. de Camisa:45.60 m
				Cota Sup. de Camisa: 63.02 m.s.n.m.
				Cota Inferior Camisa:17.42msnm
				Cota de Barrenado:18.00msnm
				24/04/2009
				Pega de camisa=2.50m
				7.- Long. de Camisa:45.60 m
				Cota Sup. de Camisa: 63.02 m.s.n.m.
				Cota Inferior Camisa:17.42msnm
				Cota de Barrenado:17.42msnm
				11/05/2009
				8.- Long. de Camisa:48.096 m
				Cota Sup. de Camisa: 64.916 m.s.n.m.
				Cota Inferior Camisa:16.82msnm
				Cota de Barrenado:16.82msnm

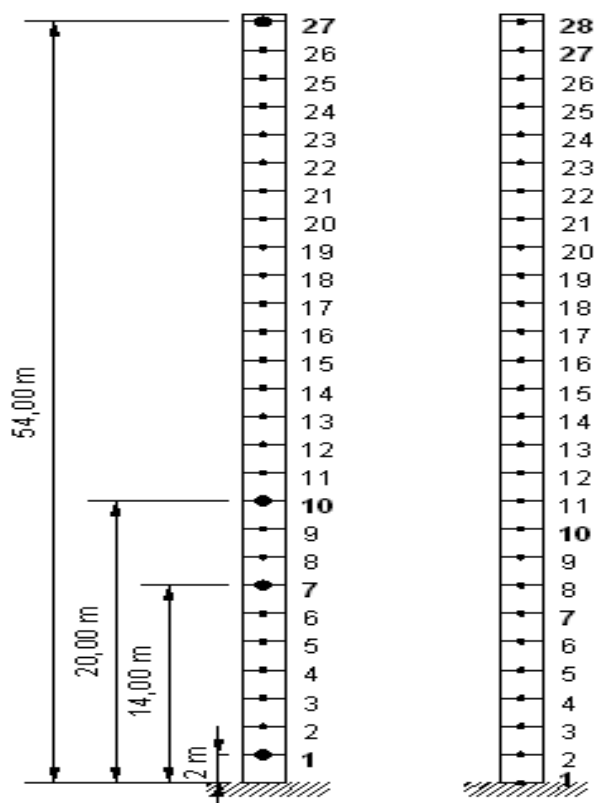
En la tabla 1 que fue realizada por el cuerpo de Ingenieros se muestra las características del suelo del la pila central derecha del pilote D-1. Es importante destacar que el sitio del puente es la cola de la Presa la Esperanza; sobre su suelo natural se ha acumulado material, que en la tabla 3.1 se lo identifica como *sedimento material*, se trata de una arcilla blanda. Luego se tiene arena meteorizada en una profundidad de 6 m., aproximadamente, el cual ya pertenece a la estratigrafía natural del suelo; posteriormente se tiene una arcilla dura, que en la tabla 3.1 se ha identificado como *arcilla consolidada*.

### 3.2.1 Curva Esfuerzo deformación del suelo.



**Figura 3. 5** Geometría de un pilote y cotas

En la figura 3.5 se indica la cota superior del pilote analizado (71.28 m.), la cota del nivel de agua (36.33 m.) y la cota de desplante (16.82 m.) se aprecia que el diámetro es de 2 m y la longitud total del pilote la cual es de 54.46 m. Para el análisis sísmico se consideraron en cada pilote 27 elementos finitos cada uno de 2m de longitud, también se observa los grados de libertad horizontales en cada punto discreto del pilote, los mismos que se indican en la parte izquierda de la figura 3.6. También se muestra el número de nudos del pilote, figura 3.6 derecha, ya que los grados de libertad horizontales del pilote son 27 y la base del pilote se ha considerado empotrada; entonces, el número de nudos del pilote de la figura 3.6 derecha son 27 más 1.



**Figura 3. 6** Grados de libertad horizontal y número de nudos del pilote.

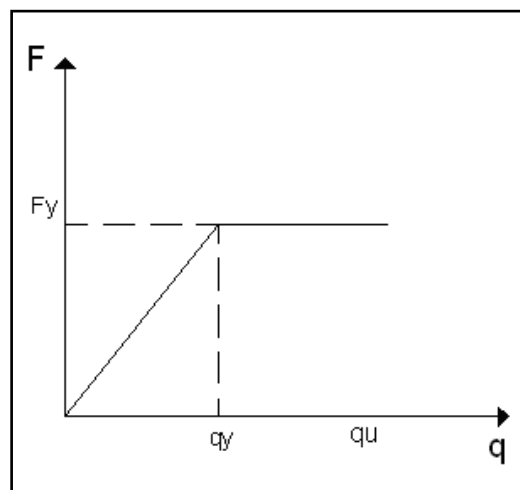
Con el modelo elasto-plasto de la curva carga-deformación del suelo se obtiene la fuerza de fluencia del suelo  $F_y$ , el desplazamiento a nivel de fluencia  $q_y$  y el

desplazamiento último  $q_u$ , la cual es utilizada para simular el suelo en donde se encuentra los pilotes. En la figura 3.7 se indica a la izquierda la forma de esta curva.

Cuando se considera comportamiento elástico, la rigidez del suelo  $k$  es igual:

$$k = \frac{F_y}{q_y} \quad (3.1)$$

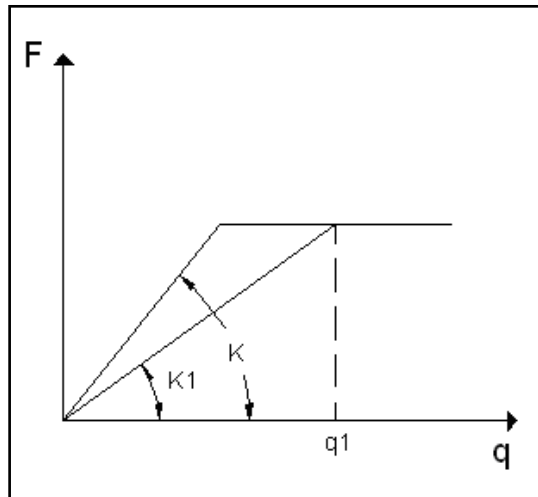
Se realiza el análisis sísmico de dos maneras, la primera considerando el comportamiento elástico del suelo es decir mantener la rigidez con un comportamiento lineal independiente de la deformación del suelo, como se muestra en la ecuación (3.1).



**Figura 3. 7** Curva carga deformación del suelo, comportamiento elástico.

Y por otro lado es modelar los pilotes considerando un comportamiento no lineal. Cuando se considera el comportamiento no lineal del suelo, la rigidez del suelo está en función del desplazamiento del suelo. Si  $q < q_y$ , la rigidez se halla con la ecuación (3.2).



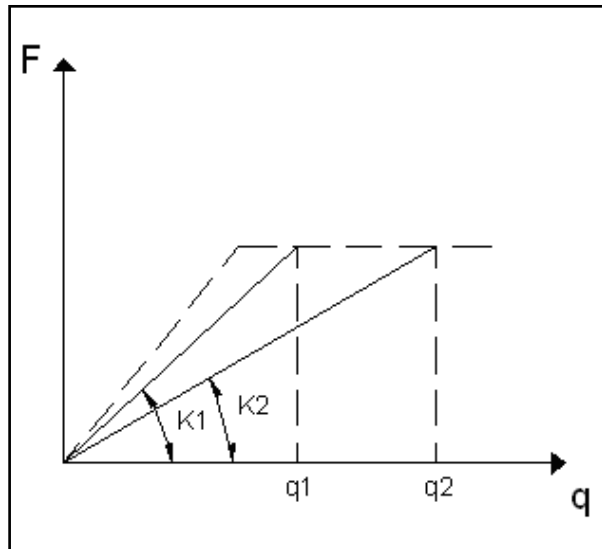


**Figura 3. 8** Modelo Elasto Plasto de la curva carga deformación del suelo.

En cambio sí  $q > q_y$ , la rigidez es menor que  $k$  y tiene un valor  $k_1$  como se indica en la figura 3.8 y se muestra en la ecuación 3.2.

$$k_1 = \frac{F_y}{q_1} \tag{3.2}$$

En el rango no lineal, para cada incremento de tiempo, el cálculo se realiza en forma interactiva ya que se obtuvo el desplazamiento  $q$  con una rigidez  $k$ , al estar  $q$  en el rango no lineal se tiene una rigidez  $k_1 < k$ , se hace en forma interactiva hasta tener que las dos rigideces en dos ciclos consecutivos sean muy parecidas. Pero desde un punto de vista riguroso cuando los desplazamientos del suelo son mayores a los de fluencia, la rigidez del suelo es cero ya que se está trabajando con un modelo elasto plasto. En la figura 3.9 se muestra  $k_1$  y  $k_2$  que son un ejemplo de las interacciones que hay que hacer cuando se está en el rango no lineal de la curva. En el cálculo de los pilotes de Carrizal se ha utilizado cinco interacciones para el cálculo de  $k$  cuando hay una deformación que ingresa al rango inelástico de la curva carga deformación.



**Figura 3. 9** Modelo Elasto Plasto de la curva carga deformación del suelo.

En la tabla 2 se indica los parámetros que definen el modelo elasto plasto del suelo, en el cual se encuentran los pilotes que se están analizando, estos datos fueron facilitados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. La primera columna se refiere al número del nudo mostrado en la figura 3.6 derecha, se muestran del nudo dos hasta el nudo nueve ya que en el nudo 1 se encuentra un empotramiento y los datos son irrelevantes en ese sector, y en el nudo 10 termina el agua y el suelo todavía no está resistiendo en ese punto.

**Tabla 3. 2:** Características del suelo que atraviesa el pilote

NUDO	$F_y$ ( T. )	$q_y$ ( m. )	$q_u$ ( m. )
9	22	0.60	1.70
8	25	0.60	1.70
7	160	0.075	0.090
6	260	0.070	0.090
5	129	0.80	1.00
4	350	0.80	1.00
3	350	0.80	1.00
2	350	0.80	1.00



El análisis sísmico se lo realizó utilizando el programa CEINCI-LAB desarrollado en el Centro de Investigaciones Científicas, CEINCI de la ESPE, por esta razón a continuación se indica brevemente algo del programa.

### **3.3 CEINCI-LAB**

El programa CEINCI-LAB fue creado con el propósito de estar acorde con el gran desarrollo informático y con el avance científico que se tiene día a día, el pionero de este programa fue el Dr. Roberto Aguiar que empezó a desarrollar el programa para el análisis estático y dinámico de estructuras.

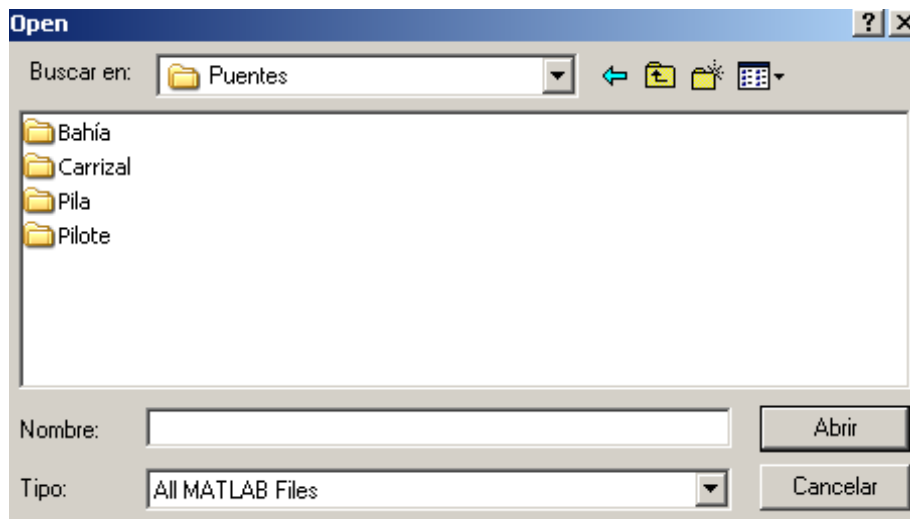
CEINCI-LAB, es similar a un lego, en el sentido que al usuario se le proporciona una serie de programas y el debe ir utilizando cada uno de ellos dependiendo de lo que necesita, ya que cada programa tienen un propósito diferente. La utilidad del CEINCI-LAB es muy variada ya que con ayuda del usuario este programa funciona para calcular muros de corte, pórticos con mampostería, resolver una estructura completa o como en nuestro caso un grupo de pilotes.

En los años ochenta del siglo pasado, el profesor Wilson, de la Universidad de California y autor principal del programa SAP 2000 muy empleado a nivel mundial, creó el programa CAL, **C**omputer **A**nalysis **L**anguage con el cual se realizaba el análisis estático y dinámico de estructuras pequeñas.

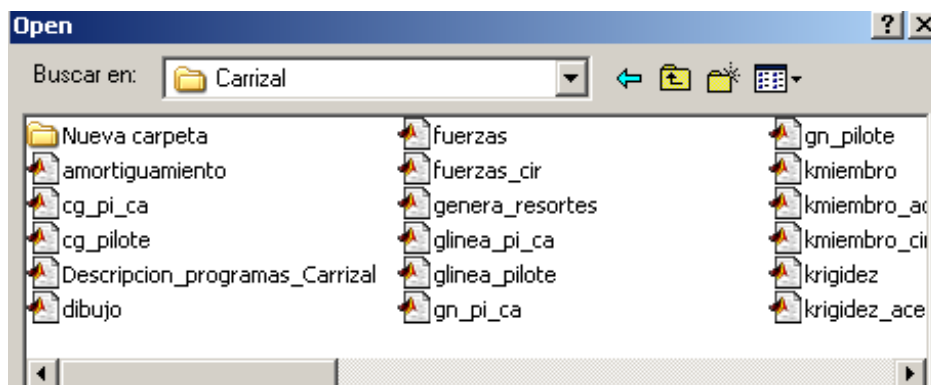
A principios de este siglo, en la Pontificia Universidad Católica de Chile, apareció el programa SATLAB, **S**tructural **A**nalysis **T**oolbox, que igualmente sirve para el análisis sísmico de estructuras en el rango lineal y no lineal pero de estructuras grandes y con una mayor cantidad de aplicaciones. SATLAB fue desarrollado por Inaudi y De la Llera.

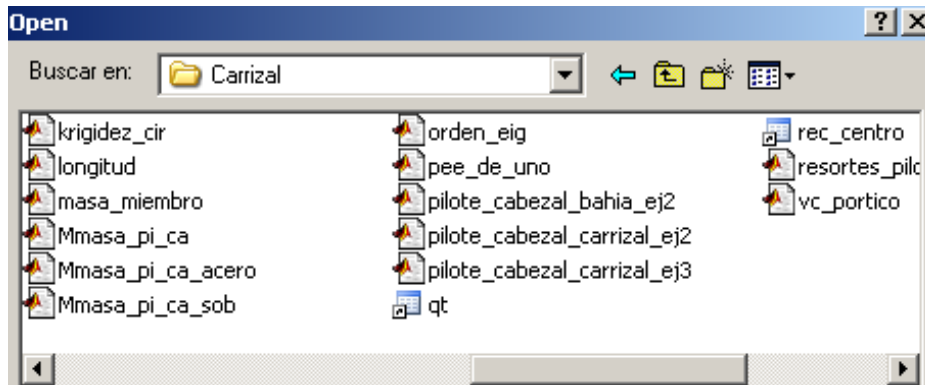
Últimamente apareció el OPENSEES, **Open System for Earthquake Engineering Simulation**, promovido por PEER **Pacific Earthquake Engineering Research Center**, que es un programa, similar a los anteriores pero más avanzado. Todos los investigadores pueden contribuir con subrutinas al engrandecimiento de este programa ya que se trata de un software abierto, quienes más han aportado con OPENSEES son investigadores de la Universidad de Berkeley.

A enero del 2010, el módulo de Puentes de CEINCI-LAB está compuesto por las carpetas que se indican en la figura 3.10. Para el análisis sísmico de los apoyos del puente sobre el río Carrizal se va a utilizar la carpeta denominada *Carrizal*. En la figura 11 se indica los programas de esta carpeta.



**Figura 3. 10** Carpetas que contiene el módulo de Puentes de CEINCI-LAB.

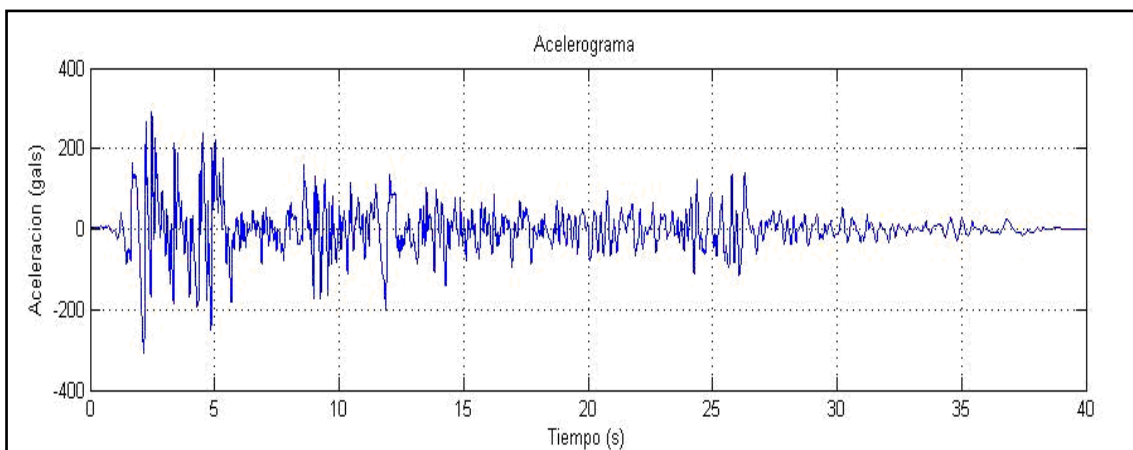




**Figura 3. 11** Contenido de la carpeta *Carrizal* de *CEINCI-LAB*

### 3.4 Sismo de Análisis

Para el análisis del Puente de Carrizal se utilizará el sismo del El Centro ocurrido en Chile en 1940. En la parte superior de la figura 12 se muestra el acelerograma del sismo el cual tiene una duración de 40 s, y en la parte inferior se indica su espectro de respuesta elástico para un factor de amortiguamiento del 5%.



**Figura 3. 12** Acelerograma del sismo de El Centro de 1940.

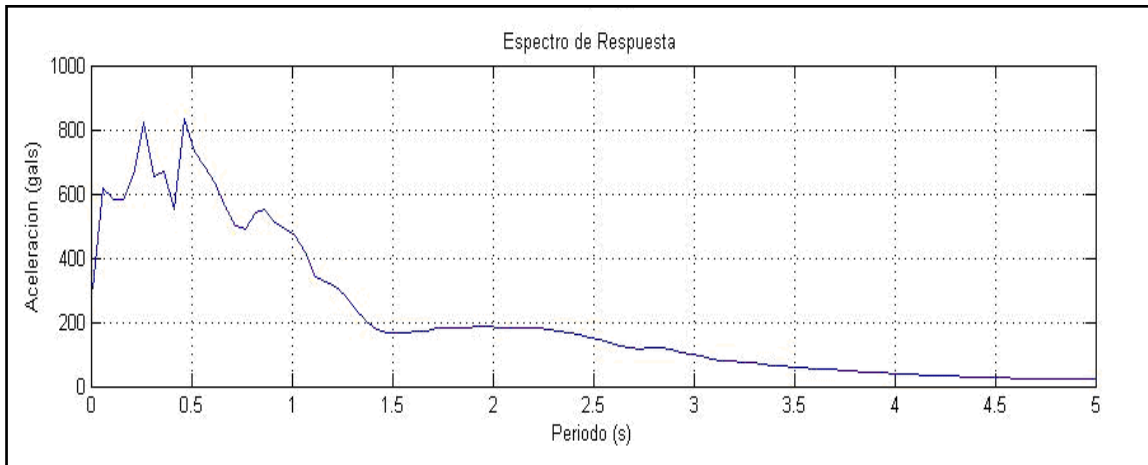


Figura 3. 13 Espectro del sismo de El Centro de 1940.

### 3.5 Modelos de las Alternativas.

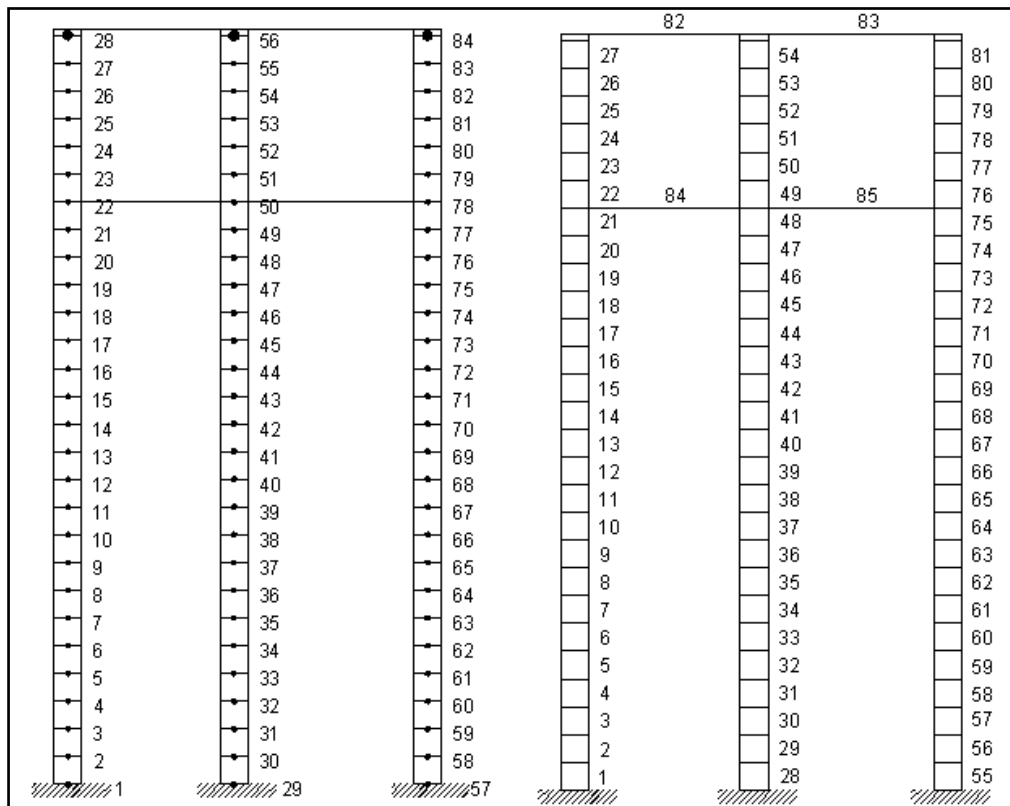
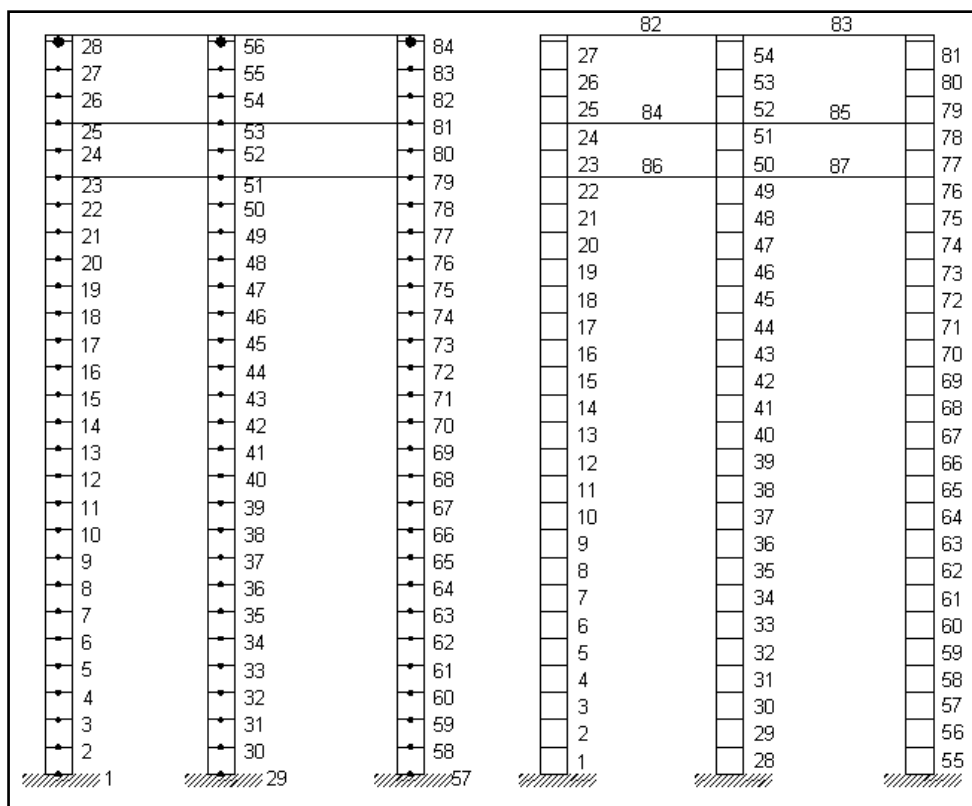


Figura 3. 14 Numeración de nudos (izquierda) y elementos (derecha) de *Alternativa 1*.

En la figuras 3.14 que muestra la *alternativa 1* y en la figura 3.15 que es la *alternativa 2* se muestra a la izquierda la numeración de los nudos para cada elemento finito, como se ve en las figuras de ambas alternativas se tendrían 84 nudos en total. A la derecha de las figuras se muestra el número de elementos que en este caso la figura 15 tendría dos elementos más que la figura 14 ya que difieren en la colocación de las vigas de arrostramiento en los dos tramos de la *alternativa 2*.



**Figura 3. 15** Numeración de nudos (izquierda) y elementos (derecha) de *Alternativa 2*.

Las vigas cabezal que se han identificado por 82 y 83 son las mismas para las dos alternativas, son de hormigón armado de 0.80 m./1.25 m. En la *alternativa 1* las vigas identificadas por 84 y 85 son de hormigón armado de 0.80 m./ 2.10 m. En la *alternativa 2* se tienen cuatro vigas de acero identificadas por 84, 85, 86 y 87; las vigas 84 y 85 tienen un peralte de 90 cm., y la 86 y 87 un peralte de 1.60 m.; el espesor de estas vigas

$I$  es de 2 cm. El ancho del ala es de 30 cm., para la viga de 0.90 m., y 40 cm., para la viga de 1.60 m en el capítulo 1 se especifica con detalle la sección de las vigas I.

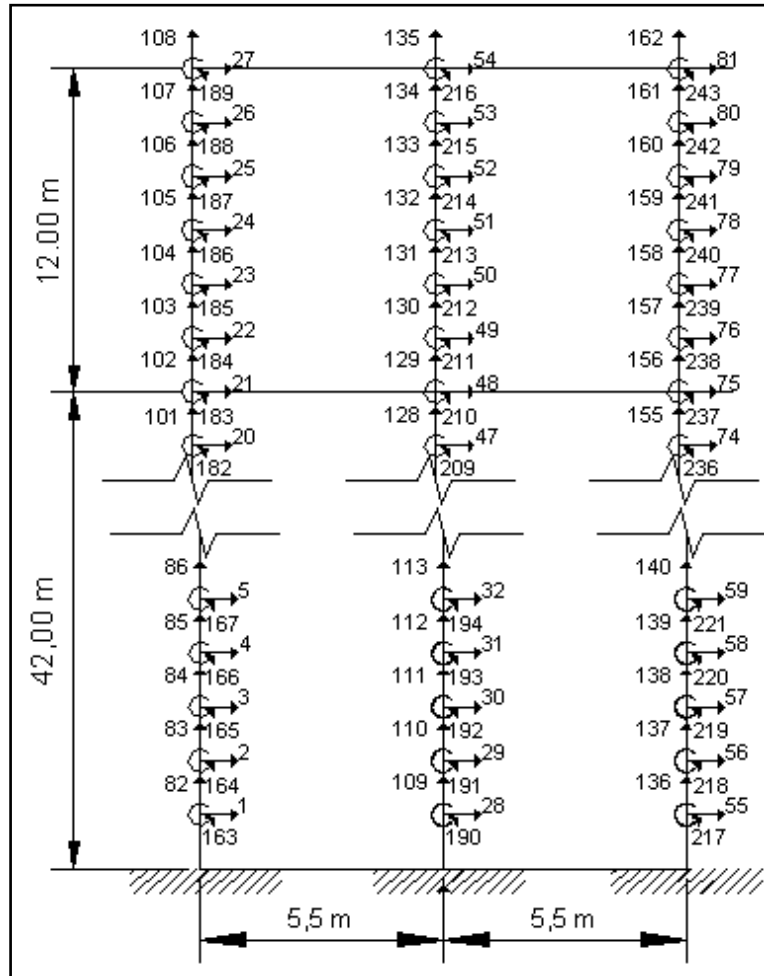


Figura 3. 16: Grados de libertad considerados *alternativa 1*.

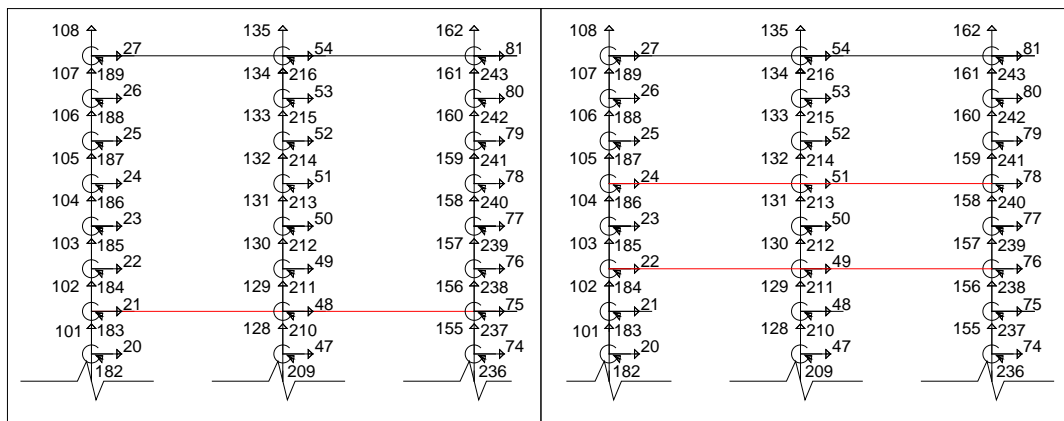


Figura 3. 17: Grados de libertad de las vigas de arriostramiento *alternativa 1 y 2*.

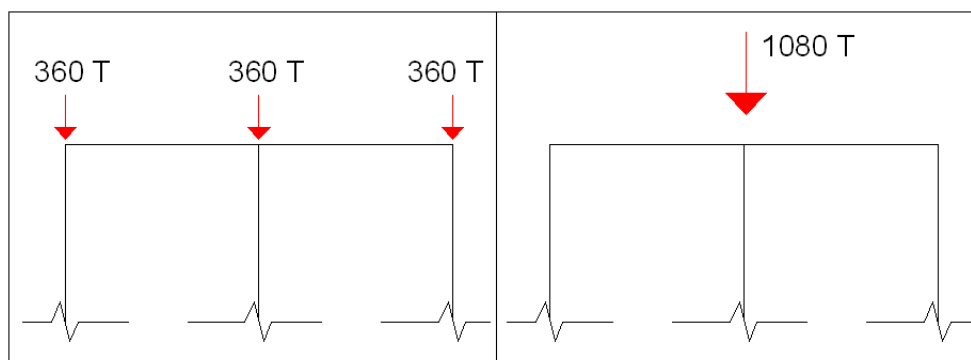


Se trabajó con tres grados de libertad por nudo, un desplazamiento horizontal, un desplazamiento vertical y un giro. Los grados de libertad para las dos alternativas, son las mismas y se indican en la figura 3.16.

La diferencia entre las dos alternativas es la ubicación de las vigas de arriostramiento, en la figura 3.17 se ha dibujado los grados de libertad de las vigas para la *alternativa 1* a la izquierda y *alternativa 2* en la derecha.

### 3.6 Resultados

La carga axial que gravita en cada pilote es de 360 T. (Morales 2009) como se muestra en la figura 3.18 izquierda, la carga transmitida por la superestructura a los pilotes es 1080 t como se muestra en la figura 3.18 derecha; ya que tenemos tres pilotes y cada uno de ellos se tiene una carga superior de 360 t. Esta carga se repartió en las cuatro vigas y en los 12 elementos finitos superiores de los pilotes, para la *alternativa 1*. Para la *alternativa 2* se repartió en los 12 elementos finitos superiores de los pilotes y en las dos vigas cabezal.



**Figura 3. 18:** Carga axial que gravita en cada pilote y carga total.



Ya que los programas de CEINCI-LAB determinan el peso propio de cada uno de los elementos estructurales, a la carga total de 1080 t., se restó el peso propio de las dos vigas cabezal de hormigón armado.

Los resultados se van a presentar, primero para cuando se considera comportamiento lineal elástico del suelo y segundo cuando se considera comportamiento inelástico del suelo. Se presentará la respuesta en el tiempo de desplazamiento, de fuerzas horizontales y las respuestas máximas en valor absoluto a lo largo de la altura de los apoyos.

### **3.6.1 Comportamiento del suelo elástico**

Para la *alternativa 1* se han seleccionado los grados de libertad 1, 7, 21 y 27 que corresponden a los nudos 2, 8, 22 y 28 los cuales se muestran a la izquierda de la figura 3.14. En cambio para la *alternativa 2* se han seleccionado los grados de libertad 1, 22, 24 y 27 que corresponden a los nudos 2, 23, 25 y 28 que se muestra a la izquierda de la figura 3.18. De tal manera que si se desea comparar las respuestas se puede hacer únicamente en los grados de libertad 1 (base del pilote) y 27 (en la parte superior del pilote).

La respuesta en el tiempo de los desplazamientos, se muestra en la figura 3.19, para la *alternativa 1* y en la figura 3.20, para la *alternativa 2*. Se aprecia que los desplazamientos laterales máximos para las dos alternativas están alrededor de los 20 cm. De tal manera que prácticamente el desplazamiento máximo de las dos alternativas es el mismo pero en la *alternativa 2* los desplazamientos son mayores para tiempos superiores a los 10 s., y como se aprecia en la figura 3.19 la *alternativa 1* a los 40 s., prácticamente se acaba el movimiento, en la *alternativa 2* continúa oscilando. En la

alternativa 2 se puede concluir que se va sentir más el sismo pero los desplazamientos máximos son parecidos.

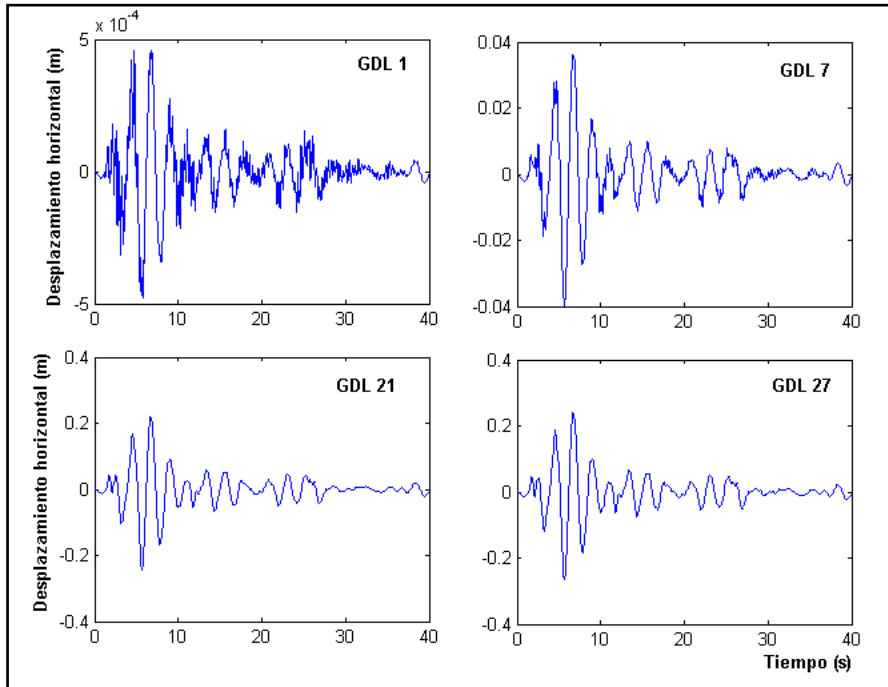


Figura 3. 19 Desplazamientos laterales en *Alternativa 1*.

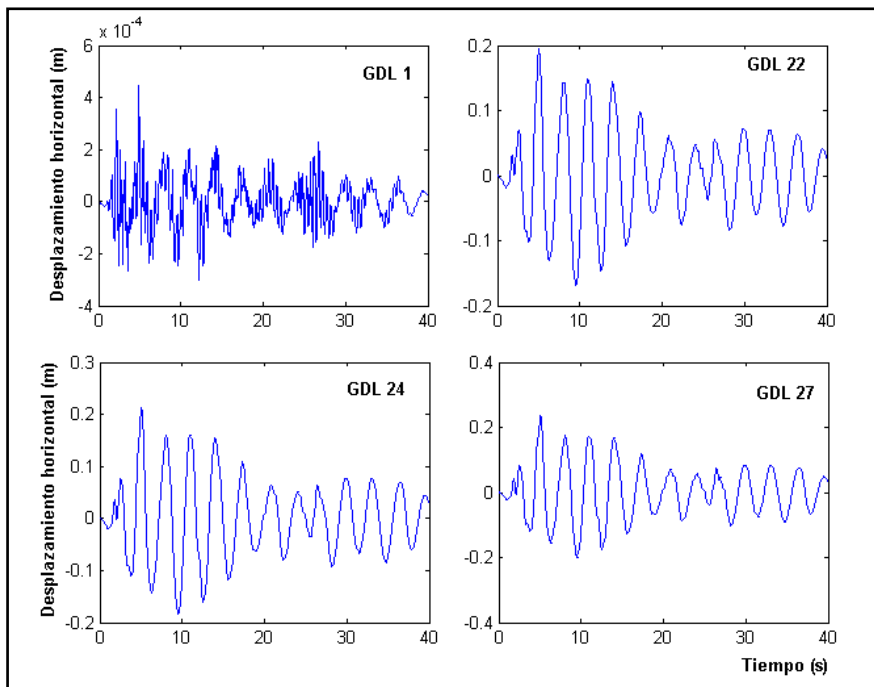


Figura 3. 20 Desplazamientos laterales en *Alternativa 2*.

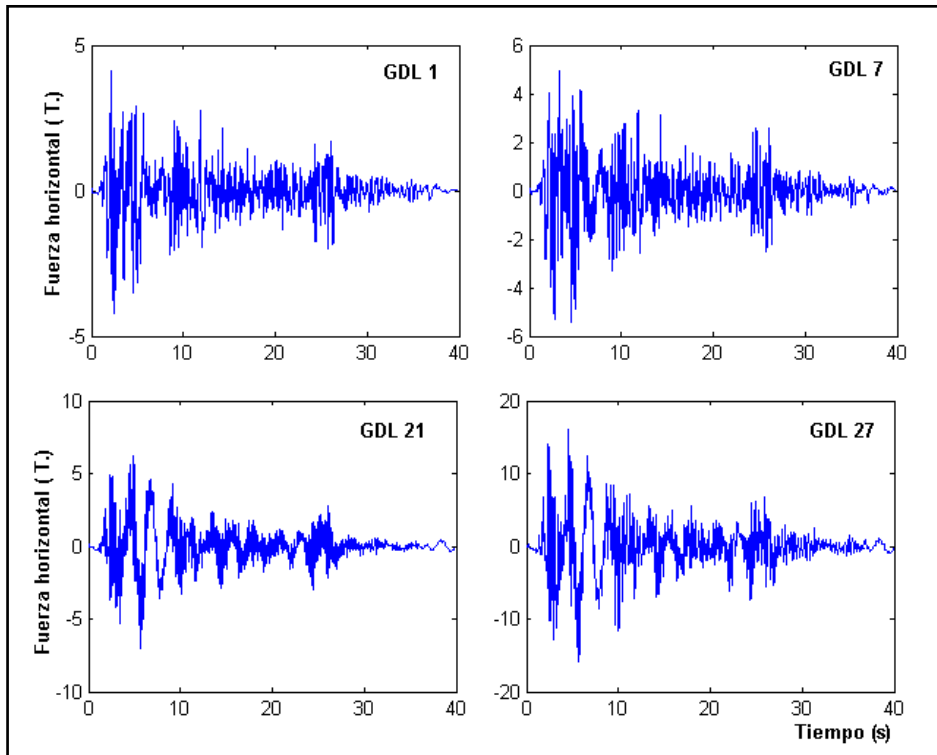


Figura 3. 21 Fuerza horizontal en *alternativa 1*.

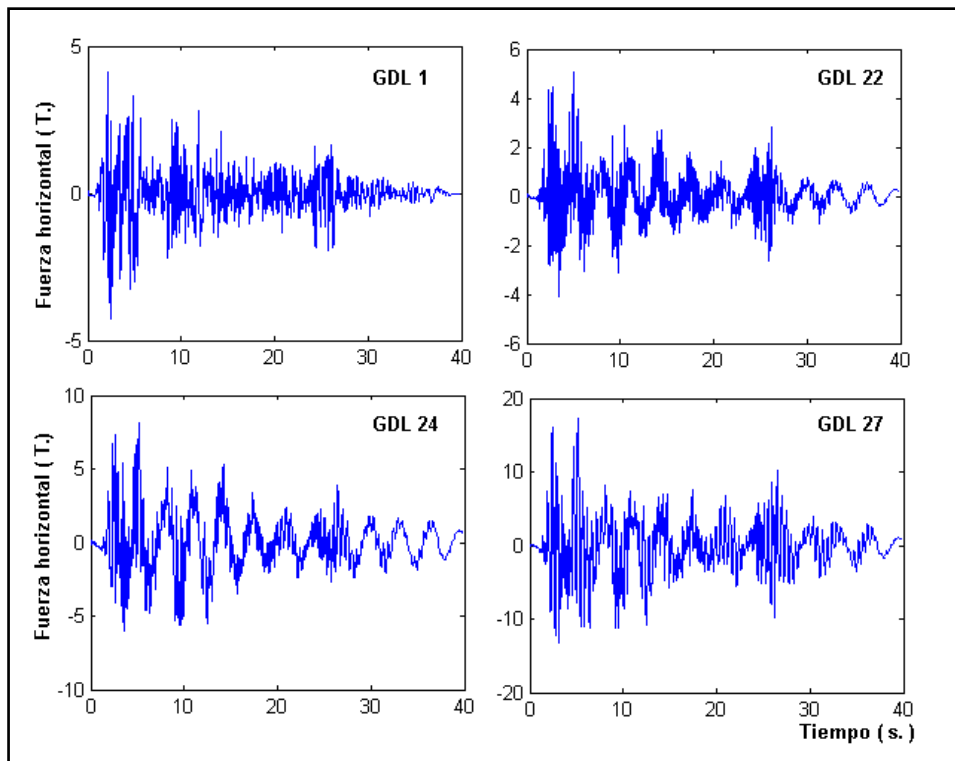
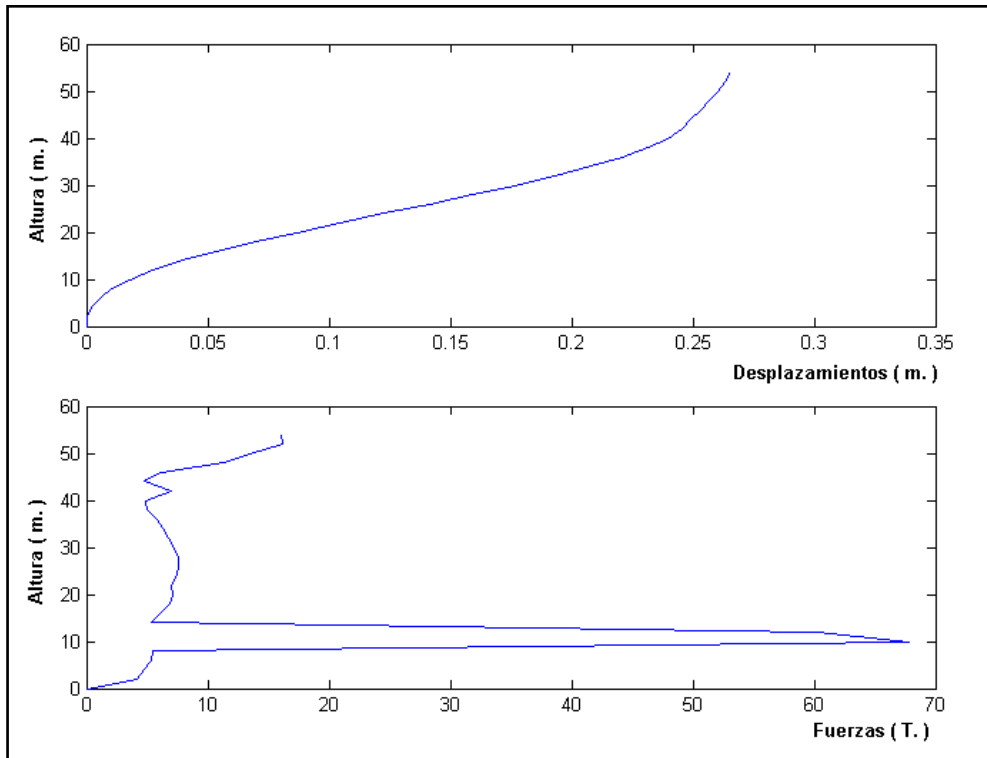
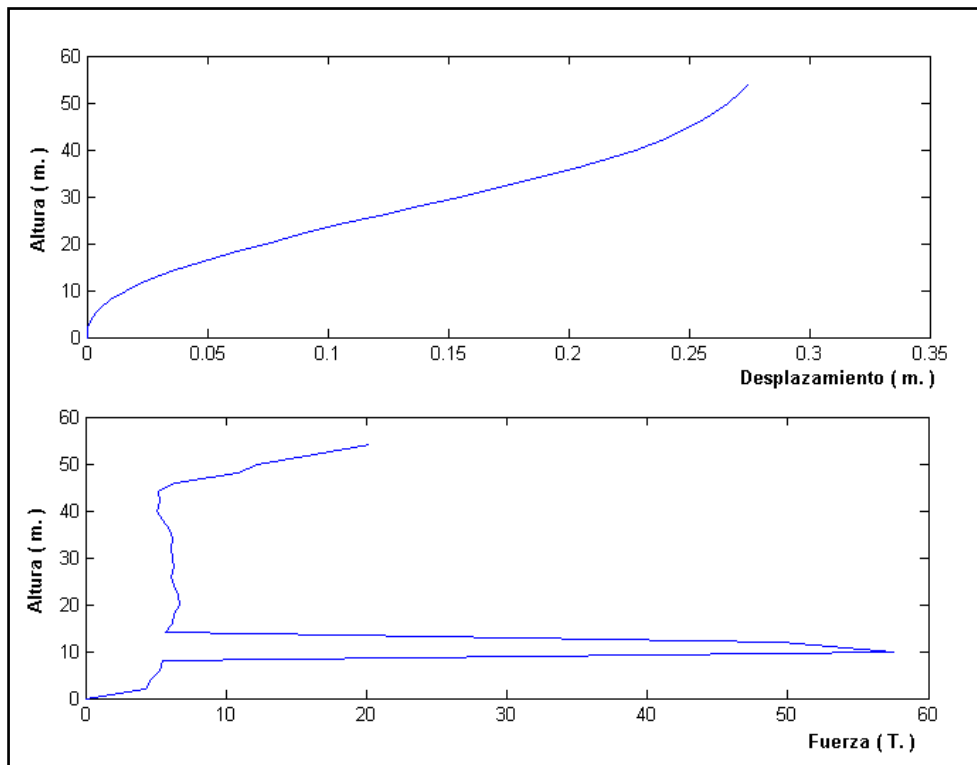


Figura 3. 22 Fuerza horizontal en *alternativa 2*.



**Figura 3. 23** Desplazamientos y Fuerzas horizontales máximos. *Alternativa 1.*



**Figura 3. 24** Desplazamientos y Fuerzas horizontales máximos. *Alternativa 2.*



En las figuras 3.21 y 3.22 se presentan las respuestas en el tiempo de las fuerzas horizontales, en los grados de libertad seleccionados, e indicados en cada una de las figuras. Al igual que en los desplazamientos las fuerzas horizontales máximas son muy parecidas entre las dos alternativas, las fuerzas máximas están bordeando 4 t en los grados de libertad 7 y 22, en los grados de libertad 21 y 24 las fuerzas es de 6 t y por último la fuerza en los grados de libertad 27 la fuerza bordea las 17 t con un comportamiento parecido a los desplazamientos.

En la parte superior de las figuras 3.23 y 3.24 se presenta el desplazamiento máximo en el eje de las abscisas y la altura de los pilotes en el eje de las ordenadas, se aprecia que en los cuatro primeros metros, aproximadamente, el pilote trabaja empotrado y después empieza a desplazarse lentamente hasta los 12 m., debido todo esto a que en el fondo el suelo es bastante bueno (arcilla dura), después cuando se encuentra en suelo blando y en el agua los desplazamientos son mayores.

Al comparar los desplazamientos laterales de las figuras 3.23, que corresponde a la *alternativa 1* y figura 3.24, que es de la *alternativa 2*, los desplazamientos son muy parecidos, como se había indicado anteriormente. Lo propio sucede a nivel de fuerzas horizontales, aunque en la *alternativa 2* las fuerzas horizontales máximas son menores que la *alternativa 1*, ya que en esta alternativa se tiene dos vigas de arriostramiento.

### **3.6.2 Comportamiento inelástico del suelo.**

Cuando se considera comportamiento no lineal del suelo, en la respuesta en el tiempo los desplazamientos laterales que se obtienen son considerablemente mayores a los desplazamientos laterales hallados con el comportamiento elástico del suelo. Se destaca

que los valores de la curva carga deformación del suelo (curvas P-y), que se indican en la tabla 3.2, corresponden al caso de cargas cíclicas, que son mayores a los valores hallados en ensayos estáticos.

En las figuras 3.25 y 3.26 se presenta la historia en el tiempo de los desplazamientos, para los grados de libertad 1, 7, 21 y 27. En la *alternativa 1*. Anteriormente se ha señalado que en los grados de libertad 21 y 27 es donde se encuentra la viga de hormigón armado. Para la *alternativa 2* los grados de libertad seleccionados son: 1, 22, 24 y 27. En los grados de libertad 22 y 24 se tienen las vigas de acero y en el 27 la viga de hormigón.

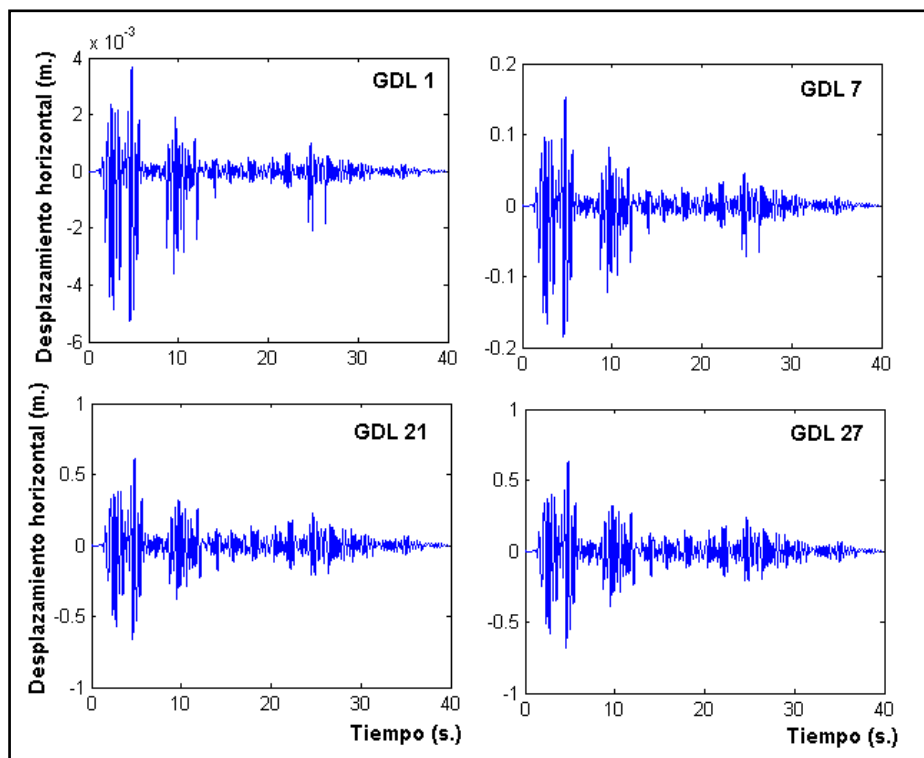


Figura 3. 25 Desplazamientos considerando comportamiento no lineal del suelo.  
*Alternativa 1.*

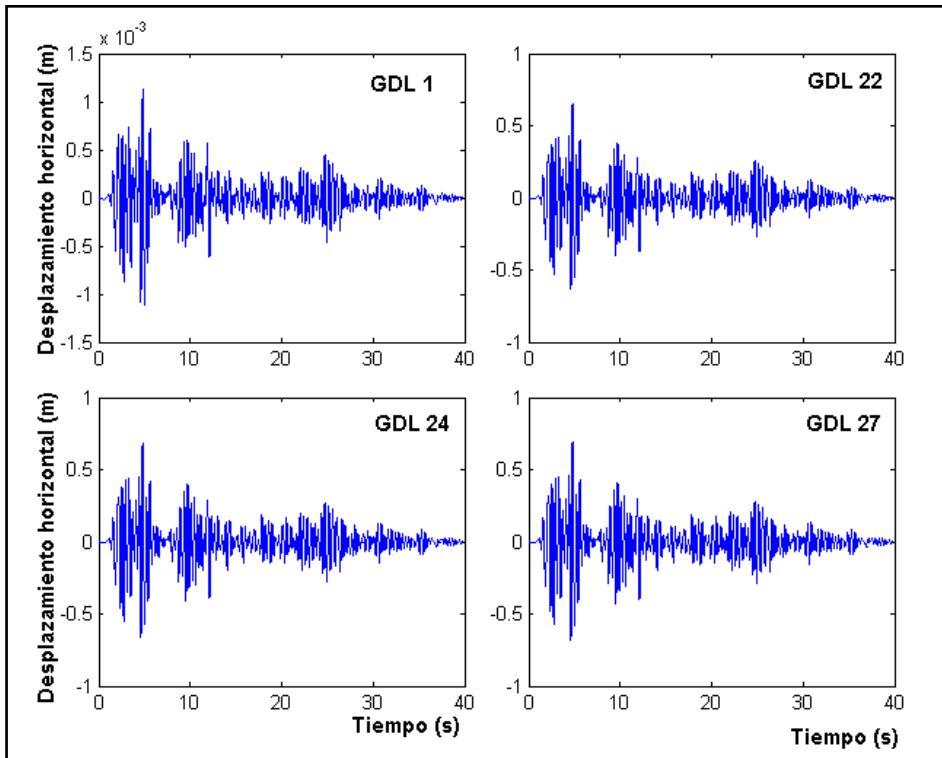


Figura 3. 26 Desplazamientos considerando comportamiento no lineal del suelo.  
*Alternativa 2.*

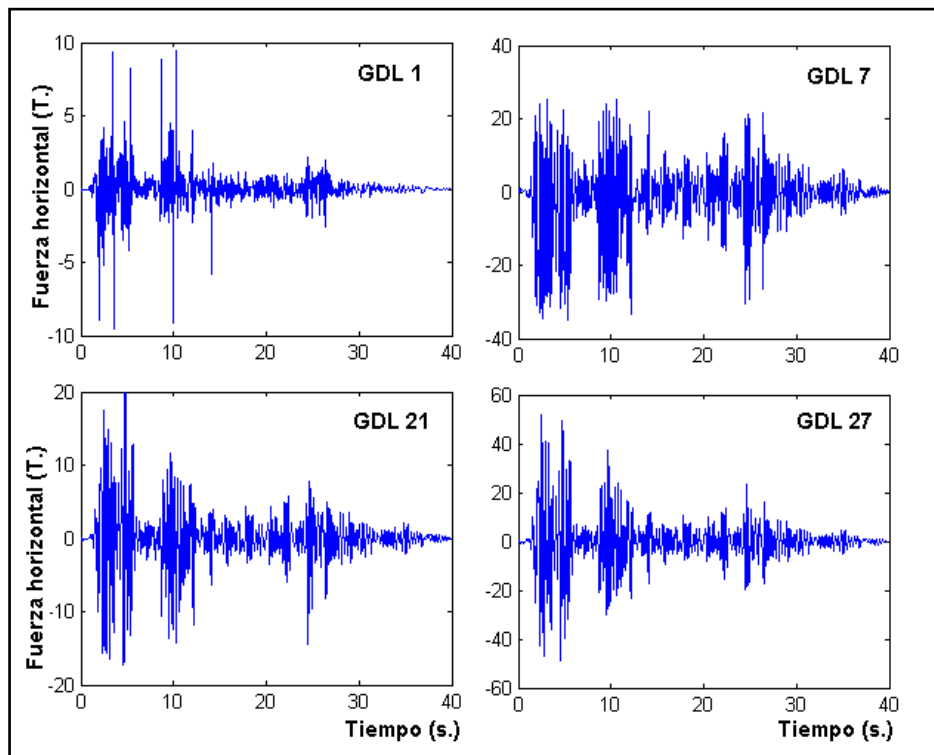


Figura 3. 27 Fuerzas horizontales, considerando comportamiento no lineal del suelo, *alternativa 1.*



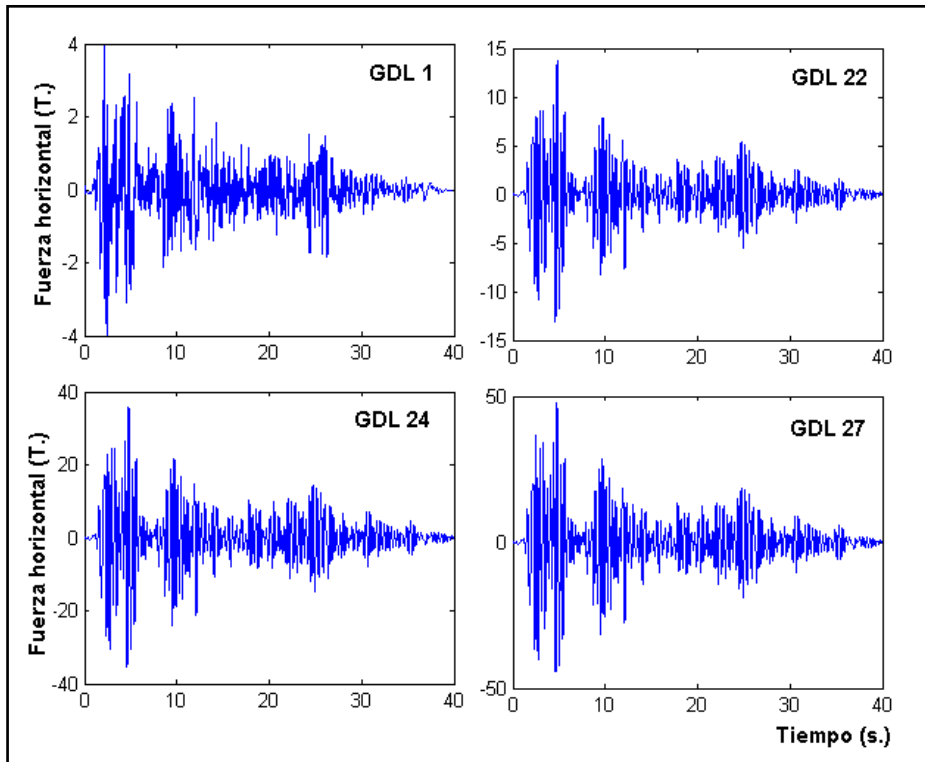


Figura 3. 28 Fuerzas horizontales, considerando comportamiento no lineal del suelo, *alternativa 2.*

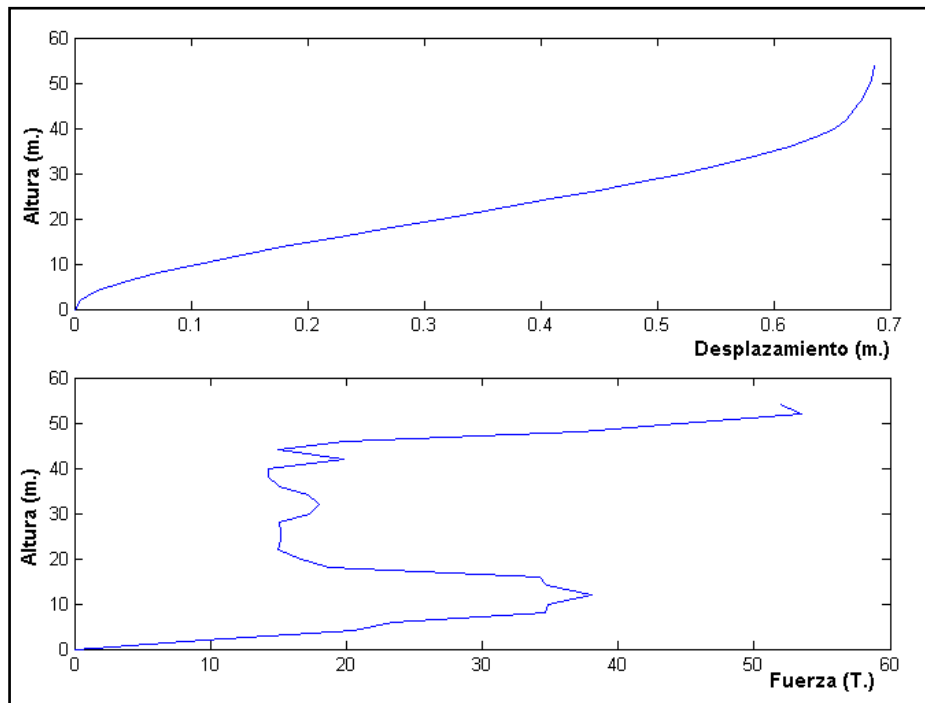


Figura 3. 29 Desplazamientos y cortantes máximos. *Alternativa 1.*

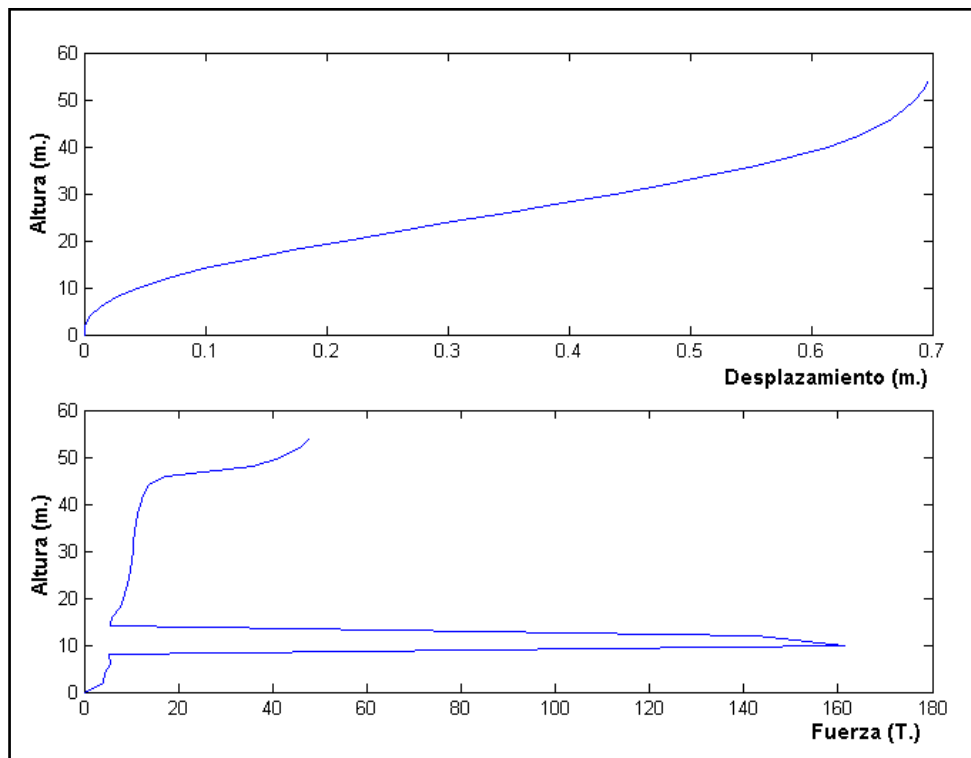


Figura 3. 30 Desplazamientos y cortantes máximos. *Alternativa 2.*

Si se comparan las figuras 3.25 y 3.26; el desplazamiento máximo de las dos *alternativas* son alrededor de 0.7 m. en el grado de libertad 27, se aprecia en forma general que ambos tendrían desplazamientos parecidos en un análisis no lineal. Se muestra también que en las dos alternativas el desplazamiento es similar desde las vigas de arriostramiento hasta la unión de los pilotes con la viga cabezal.

En las figuras 3.27 y 3.28 se aprecia que las fuerzas máximas son similares pero se tiene una variación entre las dos alternativas ya que en la *alternativa 1* a los 10 seg., las fuerzas horizontales han disminuido drásticamente mientras que en la *alternativa 2* después de los 10 seg hay todavía esta asilando la estructura.

En las figuras 3.29 y 3.30 se presentan los cortantes, considerando comportamiento no lineal del suelo. Se aprecia un comportamiento similar, en valores, entre la *alternativa 1* y la *alternativa 2*.



### 3.7 Referencias

1. Aguiar R., (2007), *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Editorial Ediespe, Primera edición 292 p, Quito, Ecuador.
2. Aguiar R., (1981), *Apuntes de clase de Dinámica de Estructuras*. Prof. Simón Lamar. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales. Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela.
3. Aguiar R., (2008), *Análisis Sísmico de Edificios*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 320 p., Quito, Ecuador.
4. Morales E., (2009, 2010), Reuniones de trabajo en varios meses, *Responsable de la construcción del puente El Carrizal, Cuerpo de Ingenieros del Ejército*, Quito.
5. Vinuesa J., (1992), *Puente río Carrizal sobre presa la Esperanza. Diseño Estructural*, Ministerio de Obras Públicas. Consultores IAD Cia. Ltda. Quito.