

**DESEMPEÑO SISMICO DE UN PUENTE CIMENTADO SOBRE
FUSTES BARRENADOS EN DIFERENTES TIPOS DE SUELO**

Por

Samuel Cuadrado de Jesús

Tesis sometida en cumplimiento parcial
de los requisitos para el grado de

MAESTRO EN CIENCIAS

en

Ingeniería Civil

**UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO
RECINTO UNIVERSITARIO DE MAYAGÜEZ
Mayo 2006**

Aprobado por:

Daniel Wendichansky, Ph. D.
Presidente, Comité Graduado

Fecha

Luis E. Suárez, Ph. D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Miguel A. Pando, Ph. D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Juan C. Virella, Ph. D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

José R. Arroyo, Ph. D.
Representante de Estudios Graduados

Fecha

Ismael Pagán Trinidad, M.S.C.E.
Director del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura

Fecha

RESUMEN

El uso de los fustes barrenados como alternativa para la fundación profunda en puentes es cada vez más popular debido a que a veces esta tecnología resulta más atractiva sobre los pilotes hincados por sus ventajas económicas y/o constructivas. Sin embargo, es de conocimiento general entre los ingenieros geotécnicos y estructurales que ésta es un área que requiere mucha investigación pues se carece de métodos válidos y estándares para el análisis de la interacción suelo estructura de los fustes barrenados. En este estudio se describe el comportamiento sísmico de un puente con pilastras tipo “*pile bent*” cimentado sobre fustes barrenados ante diferentes tipos de suelo según la clasificación establecida por el *AASHTO* (1996). Los resultados obtenidos indican que para el puente estudiado en Suelos Tipo III o mas blandos el colapso de las cubiertas del puente sería inminente al no poder proveerse longitudes de asiento que sean prácticos.

SUMMARY

The use of drilled shafts over pile foundations as bridge foundation has become more popular in recent years because it sometimes yields constructive and economical advantages. Nevertheless, it is common knowledge amongst geotechnical and structural engineers that further investigation is required since no standards for considering the soil-structure interaction are readily available when considering drilled shafts. This study describes the seismic behavior of a pile-bent bridge over drilled shafts under the different soil profiles established by *AASHTO* (1996). Results indicate that the bridge studied, when located in soils corresponding to Soil Profile Type III or softer, would experience collapse of the bridge slabs since the magnitude of the displacements obtained require impractical bearing seat lengths.

TABLA DE CONTENIDO

	Página
LISTA DE TABLAS	v
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE APENDICES	xviii
1 INTRODUCCIÓN	
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	5
2 REVISION DE LITERATURA	
2.1 Introducción	7
2.2 Metodologías para el análisis y modelaje de fundaciones profundas bajo carga lateral	8
2.3 Análisis de fundaciones profundas bajo carga lateral	11
2.4 Efecto de la rigidez suelo-fundación profunda en el desempeño sísmico de los puentes	16
3 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE INSTRUMENTADO E INSTRUMENTACIÓN	
3.1 Introducción	23
3.2 Descripción del puente instrumentado	23
3.3 Instrumentación	25
4 ESTUDIO DE SUELOS DEL PUENTE INSTRUMENTADO Y DESCRIPCION DE LOS PERFILES DE SUELO SELECCIONADOS PARA EL ANÁLISIS SISMICO DEL PUENTE SOBRE FUSTES BARRENADOS	
4.1 Introducción	44
4.2 Estudio de suelo del puente sobre el río Indio	45

4.3	Suelos seleccionados para el análisis sísmico del puente sobre fustes barrenados	45
5	MODELO MATEMATICO DEL PUENTE INSTRUMENTADO	
5.1	Introducción	54
5.2	Modelo 3D elástico en elementos finitos	55
6	RIGIDEZ DEL SUELO-FUSTE BARRENADO	
6.1	Introducción	65
6.2	Metodologías para modelar la rigidez de la fundación	66
6.3	Capacidad axial del fuste barrenado	69
6.4	Capacidad lateral del fuste barrenado	73
6.5	Programa para el análisis de grupo de pilotes	81
6.6	Método de carga característica	89
7	DISEÑO DE LOS FUSTES BARRENADOS Y MODELO PARA EL ANALISIS SISMICO DE LOS FUSTES BARRENADOS	
7.1	Introducción	114
7.2	Modelo matemático para el análisis sísmico del puente sobre fustes barrenados	115
7.3	Longitud de los fustes barrenados	117
7.4	Curvas de rigidez suelo-fuste barrenado	117
7.5	Comparación de la rigidez de los fustes barrenados con la rigidez del grupo de pilotes del puente instrumentado	123
7.6	Diseño de los fustes barrenados y analisis espectral multimodal del puente	124

8	RESULTADOS DEL MÉTODO DE CAPACIDAD ESPECTRAL PARA EL PUENTE SOBRE FUSTES BARRENADOS	
8.1	Introducción	168
8.2	Curvas de capacidad para los fustes barrenados	168
8.3	El método de capacidad espectral	173
8.4	Discusión de los resultados del método de capacidad espectral para el puente sobre fustes barrenadoslos fustes barrenados	175
9	CONCLUSIONES	
9.1	Introducción	187
9.2	Conclusiones	191
	LITERATURA CITADA	193
	APENDICES	199

LISTA DE TABLAS

	Página
1. Tabla 2.1 Revisión de literatura basada en métodos para el análisis y modelaje de fundaciones profundas sujetas a carga lateral	20
2. Tabla 2.2. Revisión de literatura basada en fundaciones profundas bajo carga lateral	21
3. Tabla 2.3 Revisión de literatura basada en la respuesta sísmica de puentes cimentados sobre fundaciones profundas	22
4. Tabla 3.1: Localización de las paredes A y B	31
5. Tabla 3.2: Profundidad de los grupos de pilotes	31
6. Tabla 3.3: Localización y dirección de los acelerómetros instalados	35
7. Tabla 3.4: Localización de las registradoras Altus K2	37
8. Tabla 3.5: Localización de las cajas de empalme	39
9. Tabla 4.1. Profundidad de los registros de perforación utilizados para definir el perfil de suelos del puente sobre el Río Indio	51
10. Tabla 4.2. Valores empíricos para suelos cohesivos basados en N' , después de Bowles (1977)	53
11. Tabla 4.3. Razón de vanos para varios tipos de suelo, Das (1995)	53
12. Tabla 4.4. Gravedad específica para varios tipos de suelo, Bowles (1997)	53
13. Tabla 4.5. Peso unitario saturado de los suelos existentes en puente	55
14. Tabla 4.6: Valores empíricos para suelos granulares basados en N' , Bowles (1977)	55
15. Tabla 4.7. Razón de Poisson para diversos tipos de suelo, Bowles (1997)	56
16. Tabla 4.8. Valores de k_s para arenas, Reese et al. (2003)	56

17.	Tabla 4.9. Valores de k_s para arcillas, Reese et al. (2003)	56
18.	Tabla 4.10. Valores de ϵ_{50} para arcillas, Reese et al. (2003)	56
19.	Tabla 4.11. Valores de ϵ_{50} para arcillas rígidas, Reese et al. (2003)	56
20.	Tabla 4.12. Propiedades de los suelos obtenidas para el perfil de suelos del puente sobre el Río Indio	57
21.	Tabla 4.13. Coeficiente de sitio S , <i>AASHTO</i> (1996)	57
22.	Tabla 4.14. Densidad relativa para materiales granulares, Das (1995)	57
23.	Tabla 4.15. Razón de vanos, contenido de humedad y peso unitario seco para varios tipos de suelo, Das (1995)	61
24.	Tabla 4.16. Peso unitario saturado para varios tipos de suelo	61
25.	Tabla 5.1: Rigidez y otros parámetros de los soportes elastoméricos	72
26.	Tabla 6.1 Largos equivalentes para suelos cohesivos y no cohesivos, <i>FHWA</i> (1996)	112
27.	Tabla 7.1: Altura sobre el nivel del suelo de las pilastras en el modelo	138
28.	Tabla 7.2: Propiedades de las columnas	139
29.	Tabla 7.3 Momentos de inercia para diferentes elementos según las recomendaciones del <i>ACI</i> (2002)	139
30.	Tabla 7.4: Carga axial para fuste barrenado de 1.372 m de diámetro	140
31.	Tabla 7.5: Carga axial para fuste barrenado de 1.829 m de diámetro	140
32.	Tabla 7.6: Longitud de los dos fustes barrenados para los 5 perfiles de suelo	141
33.	Tabla 7.7: Propiedades mecánicas de los suelos que componen los 5 perfiles	156
34.	Tabla 7.8: Eficiencia y factores de reducción debido al efecto de grupo de los fustes barrenados en la dirección longitudinal	143

35.	Tabla 7.9 Eficiencia y factores de reducción debido al efecto de grupo de los fustes barrenados en la dirección transversal	143
36.	Tabla 7.10: Comparación del cortante, momento, desplazamiento y rotación a nivel del suelo del fuste barrenado 31 en las direcciones longitudinal y transversal	149
37.	Tabla 7.11 Comparación del desplazamiento en dirección longitudinal a nivel del suelo de los fustes barrenados utilizando el método de carga característica (Duncan et al. 1994) y el programa GROUP 6.0	149
38.	Tabla 7.12: Participación de masa modal para el modelo del puente sobre fustes barrenados de 1.372 m de diámetro.	150
39.	Tabla 7.13: Participación de masa modal para el modelo del puente sobre fustes barrenados de 1.829 m de diámetro.	150
40.	Tabla 7.14 Propiedades sísmicas de los tipos de suelo según el <i>AASHTO</i> (1996)	153
41.	Tabla 7.15 Rigidez asignada a los resortes correspondientes al fuste barrenado 12 de 1.372 m de diámetro	153
42.	Tabla 7.16 Rigidez asignada a los resortes correspondientes al fuste barrenado 12 de 1.829 m de diámetro	153
43.	Tabla 7.17 Carga muerta para fustes barrenados de 1.372 m de diámetro	154
44.		
45.	Tabla 7.18 Carga muerta para los fustes barrenados de 1.829 m de diámetro	154
46.		
47.	Tabla 7.19: Cargas resultantes del análisis espectral en la dirección longitudinal del modelo, $d = 1.372$, perfil de suelo #1	154
48.	Tabla 7.20: Cargas resultantes del análisis espectral en la dirección transversal del modelo, $d = 1.372$, perfil de suelo #1	155
49.	Tabla 7.21: Cargas resultantes del análisis espectral en la dirección longitudinal del modelo, $d = 1.829$ perfil de suelo #1	155
50.	Tabla 7.22: Cargas resultantes del análisis espectral en la dirección transversal del modelo, $d = 1.829$ perfil de suelo #1	155
51.	Tabla 7.23: Combinación de cargas $1.0(D + LC1/R)$, $d = 1.372$, perfil de suelo #1	156
52.	Tabla 7.24: Combinación de cargas $1.0(D + LC2/R)$, $d = 1.372$, perfil de suelo #1	156

53.	Tabla 7.25: Combinación de cargas 1.0(D + LC1/R), d = 1.829, perfil de suelo #1	156
54.	Tabla 7.26: Combinación de cargas 1.0(D + LC2/R), d = 1.829, perfil de suelo #1	157
55.	Tabla 7.27: Combinación de cargas para el fuste barrenado 33 de 1.372 m de diámetro en los 5 perfiles de suelo	157
56.	Tabla 7.28: Combinación de cargas para fuste barrenado 33 de 1.829 m de diámetro en los 5 perfiles de suelo	157
57.	Tabla 7.29 Razón de esbeltez para fuste barrenado de 1.372 m de diámetro	159
58.		
59.	Tabla 7.30: Razón de esbeltez para fuste barrenado de 1.829 m de diámetro	159
60.	Tabla 7.31 Momentos magnificados debido al efecto P- Δ para el fuste 33 de 1.372 m de diámetro en la dirección longitudinal y transversal	161
61.	Tabla 7.32 Momentos magnificados debido al efecto P- Δ para el fuste 33 de 1.829 m en la dirección longitudinal y transversal	161
62.	Tabla 7.33 Cargas de diseño para el fuste de 1.372 m de diámetro	162
63.	Tabla 7.34 Cargas de diseño para el fuste de 1.829 m de diámetro	162
64.	Tabla 7.35 Capacidad axial y de cortante de los fustes barrenados provista por el concreto	163
65.	Tabla 7.36: Cuantía de acero de los fustes barrenados y/o columnas para los cinco perfiles de suelo	166
66.	Tabla 8.1: Propiedades dinámicas y cargas utilizadas en el método de capacidad espectral	180
67.	Tabla 8.2: Periodo correspondiente al primer modo de vibración de los puentes y desplazamiento obtenido del análisis espectral multimodal	181
68.	Tabla 8.3 Desplazamientos y periodos de los puentes sobre fustes Barrenados obtenidos del <i>CSM</i> y del Analisis Espectral Multimodal	205

LISTA DE FIGURAS

	Página
1. Figura 3.1 Localización del Puente en la Ruta PR 22	28
2. Figura 3.2 Dibujos esquemáticos con vistas del Puente sobre el Río Indio	29
3. Figura 3.3 Vista hacia el suroeste del Puente sobre el Río Indio	30
4. Figura 3.4 Vista hacia el noreste de las pilastras del Puente sobre el Río Indio	30
5. Figura 3.5 Vista frontal de una sección de la cubierta del puente	31
6. Figura 3.6 Dimensiones de los soportes elastoméricos del puente Instrumentado	31
7. Figura 3.7 Geometría de los tres tipos de diafragma del puente instrumentado	32
8. Figura 3.8 Refuerzo en las columnas para las pilastras con pared	33
9. Figura 3.9 Refuerzo en las columnas para las pilastras sin pared	34
10. Figura 3.10 Dimensiones de las paredes tipo A y B	35
11. Figura 3.11 Arreglo del grupo de pilotes (H 14 x 89) en los estribos	36
12. Figura 3.12 Arreglo del grupo de pilotes (H 14 x 89) en las pilastras	37
13. Figura 3.13 Gráficos de respuesta de amplitud y fase para el EpiSensor Es-U (Adoptado de Kinematics, Inc)	38
14. Figura 3.14 Acelerómetro uní axial ES-U (Adoptado de Kinematics, Inc)	39
15. Figura 3.15 La grabadora digital Altus K2 (Adoptado de Kinematics, Inc)	39
16. Figura 3.16 Localización de los acelerómetros instalados y su dirección	41
17. Figura 3.17 Vista del acelerómetro ES-U instalado	42
18. Figura 3.18 Vista del Altus K2 instalado	42
19. Figura 3.18 Vista de una caja de empalme instalada	43
20. Figura 4.1 Coeficientes de aceleración (A) para Estados Unidos y Puerto Rico	50

21.	Figura 4.2 Propiedades y clasificación según <i>AASHTO</i> (1996) de los perfiles de suelo I, II y III seleccionados para la investigación (Virella, 2000)	51
22.	Figura 4.3 Propiedades y clasificación según <i>AASHTO</i> (1996) de los perfiles de suelo I, II y III seleccionados para la investigación (Virella, 2000)	52
23.	Figura 5.1 Modelo del Puente sobre el río Indio	59
24.	Figura 5.2 Vista de la losa en elementos finitos del modelo 3D	59
25.	Figura 5.3 Elementos que componen la viga <i>AASHTO</i> Tipo VI	60
26.	Figura 5.4 Unión entre la losa y viga mediante los enlaces rígidos	60
27.	Figura 5.5 Enlace rígido entre la base del soporte y la viga de coronación	61
28.	Figura 5.6 Elementos de pórtico en la pilastra 9 del modelo 3D	62
29.	Figura 5.7 “ <i>Constraints</i> ” en la viga de coronación y en la base de las vigas <i>AASHTO</i> Tipo VI para las pilastras fijas a la cubierta	62
30.	Figura 5.8 Elementos de cáscara utilizados en los estribos	63
31.	Figura 5.9 Nodos en losa con masa asignada de los parapetos	63
32.	Figura 5.10 Condición de empotramiento perfecto a nivel del cabezal de pilotes	64
33.	Figura 6.1. Matriz de rigidez acoplada de un pilote, PoLam et al. (1998)	92
34.	Figura 6.2. Grados de libertad de un pilote, PoLam et al. (1998)	92
35.	Figura 6.3. Conteo de golpes <i>SPT</i> vs. largo en voladizo del pilote en arcillas, Caltrans (1990)	93
36.	Figura 6.4. Conteo de golpes <i>SPT</i> vs. largo en voladizo del pilote en arenas, Caltrans (1990)	93
37.	Figura 6.5. Viga en voladizo equivalente, <i>FHWA</i> (1996)	94
38.	Figura 6.6. Modelo de resortes no acoplados, <i>FHWA</i> (1996)	94
39.	Figura 6.7. Curva de carga vs. asentamiento de un pilote, Reese et al. (2003)	95

40.	Figura 6.8. Distribución de carga sobre un pilote con carga axial, Reese et al. (2003)	95
41.	Figura 6.9. Valores de α vs s_u/p_a , FHWA (1999)	95
42.	Figura 6.10. Mecanismo de resistencia para un pilote bajo carga lateral, FHWA (1996)	96
43.	Figura 6.11. Modelo con resortes del método con curvas p - y , FHWA (1996)	96
44.	Figura 6.12. Rigidez lateral de la cabeza del pilote para conexión fija, PoLam et al. (1998)	97
45.	Figura 6.13. Rigidez rotacional de la cabeza del pilote para conexión fija, PoLam et al. (1998)	98
46.	Figura 6.14. Rigidez acoplada de la cabeza del pilote para conexión fija, PoLam et al. (1998)	99
47.	Figura 6.15. Rigidez acoplada de la cabeza del pilote para cabeza del pilote libre, PoLam et al. (1998)	100
48.	Figura 6.16 Modelo de viga sobre fundación elástica, Boresi et al. (1996)	101
49.	Figura 6.17 Valores del coeficiente de variación del modulo de subrasante elástico para arenas, Terzaghi (1955)	101
50.	Figura 6.18 Valores del coeficiente de variación del módulo de subrasante elástico para arcillas, Lam et al. (1991)	102
51.	Figura 6.19 Resistencia lateral del suelo, Reese et al. (2003)	103
52.	Figura 6.20 Cuña de suelo generada para proveer resistencia lateral, Reese et al. (2003)	104
53.	Figura 6.21 Familia de curvas p - y típicas sobre un pilote, Reese et al. (2003)	104
54.	Figura 6.22 Curva p - y para arcillas blandas bajo el nivel freático, Matlock (1970)	105
55.	Figura 6.23. Curva p - y para arcillas rígidas bajo el nivel freático, Reese, Cox y Koop (1975)	105

56.	Figura 6.24 Curvas p - y para arenas sobre o bajo el nivel freático, Reese, Cox y Koop (1974)	106
57.	Figura 6.25 Solape de los planos de falla en cortante en un grupo de pilotes, Bowles (1988)	107
58.	Figura 6.26 Efecto de sombreado en las curvas p - y , Reese et al. (2003)	107
59.	Figura 6.27 Factores de reducción β_a para pilotes lado a lado, Reese et al. (2003)	108
60.	Figura 6.28 Factores de reducción β_{bL} para pilotes de entrada en una línea, Reese et al. (2003)	108
61.	Figura 6.29 Factores de reducción β_{bT} para pilotes de salida en una línea, Reese et al. (2003)	109
62.	Figura 6.30 Angulo ϕ para factor de reducción en los pilotes sesgados	109
63.	Figura 6.31 Vista de una ventana del programa GROUP 6.0 con las opciones para el análisis en dos y tres dimensiones y las coordenadas globales	110
64.	Figura 6.33 Ventana del programa GROUP 6.0 para la entrada de las propiedades de los estratos de suelo	111
65.	Figura 6.34. Ventanas del programa GROUP 6.0 con las vistas del grupo de pilotes modelado y los gráficos de profundidad vs. deflexión lateral y profundidad vs. momento del grupo de pilotes	111
66.	Figura 6.35 Deflexión a nivel del suelo (y_t) en arcillas (a) y arenas (b) debido al cortante a nivel del suelo, Duncan et al. (1994)	112
67.	Figura 6.36 Deflexión a nivel del suelo (y_t) en arcillas (a) y arenas (b) debido al Momento a nivel del suelo, Duncan et al. (1994)	112
68.	Figura 6.37 Valores de A_m y B_m , Matlock y Reese (1961)	113
69.	Figura 6.38 Momento máximo del fuste barrenado en arcillas (a) o arenas (b) debido al cortante a nivel del suelo, Duncan et al. 1994	113
70.	Figura 7.1 Modelo matemático para el análisis sísmico de los fustes barrenados	138
71.	Figura 7.2 Vista frontal de una de las pilastras del modelo	138

72.	Figura 7.3 Soporte tipo rodillo en extremo del modelo	139
73.	Figura 7.4 Resortes a nivel del suelo para modelar rigidez suelo-fuste barrenado	140
74.	Figura 7.5 Vistas del modelo en dos dimensiones para la dirección longitudinal y transversal de una pilastra del puente en el perfil de suelo I realizado con el programa GROUP 6.0	141
75.	Figura 7.6 Pilastra bajo carga lateral en las direcciones transversal y longitudinal	142
76.	Figura 7.7 Diagramas de cortante, momento y deflexión a lo largo de los fustes barrenados	144
77.	Figura 7.8 Rigidez traslacional y rotacional longitudinal correspondiente al fuste barrenado 13 de 1.372 m de diámetro para los 5 perfiles de suelo	145
78.	Figura 7.9 Rigidez traslacional y rotacional correspondiente al fuste barrenado 13 de 1.829 m de diámetro para los 5 perfiles de suelo	146
79.	Figura 7.10 Rigidez traslacional y rotacional transversal correspondiente al fuste barrenado 13 de 1.372 m de diámetro para los 5 perfiles de suelo	147
80.	Figura 7.11 Rigidez traslacional y rotacional transversal correspondiente al fuste barrenado 13 de 1.829 m de diámetro para los 5 perfiles de suelo	148
81.	Figura 7.12 Modelos en Group 6.0 y SAP 2000 de la pilastra 3 sobre fustes barrenados	149
82.	Figura 7.13 Espectros de respuesta de aceleración del suelo obtenidos según AASHTO (1996)	151
83.	Figura 7.14 Diagrama del procedimiento iterativo realizado para obtener la rigidez del suelo-fuste barrenado asignada a los resortes de los modelos así como la fuerza y momento aplicados a los mismos	152
84.	Figura 7.15 Largos efectivos para elementos en compresión en un pórtico de lado, tomado ACI (2002)	158
85.	Figura 7.16 Factores de largo efectivo para elementos en compresión en un pórtico de lado, tomado ACI (2002)	158
86.	Figura 7.17 Momento máximo sin considerar el efecto p-delta en la dirección longitudinal para el fuste barrenado 33 con diámetro de 1.372 m	

	en el perfil de suelo I	159
87.	Figura 7.18 Momento máximo debido al efecto p-delta en la dirección longitudinal para el fuste barrenado 33 con diámetro de 1.372 m en el perfil de suelo I	160
88.	Figura 7.19 Momento máximo sin considerar el efecto p-delta en la dirección transversal para el fuste barrenado 33 con diámetro de 1.372 m en el perfil de suelo I	160
89.	Figura 7.20 Momento máximo debido al efecto p-delta en la dirección transversal para el fuste barrenado 33 con diámetro de 1.372 m en el perfil de suelo I	161
90.	Figura 7.21 Factor de reducción de capacidad ϕ , tomado del <i>FHWA</i> (1997)	162
91.	Figura 7.22 Diagrama de interacción para fustes barrenados de 1.327 m de diámetro en perfil de suelo I y II, realizado con programa Section Builder.	163
92.	Figura 7.23 Diagrama de interacción para fustes barrenados de 1.327 m de diámetro en perfil de suelo III realizado con programa Section Builder	164
93.	Figura 7.24 Diagrama de interacción para fustes barrenados de 1.829 m de diámetro en perfil de suelo I y II, realizado con programa Section Builder	164
94.	Figura 7.25 Diagrama de interacción para fustes barrenados de 1.829 m de diámetro en perfil de suelo III, realizado con programa Section Builder	165
95.	Figura 7.26 Diagrama de interacción para fustes barrenados de 1.829 m de diámetro en perfil de suelo IV y V, realizado con programa Section Builder	165
96.	Figura 7.27 Detalles del acero de refuerzo longitudinal para los fustes barrenados	167
97.	Figura 8.1 Curva de capacidad típica de una estructura, Tomado del ATC-40	180
98.	Figura 8.2 Primer modo de vibración de los puentes sobre fustes barrenados	181
99.	Figura 8.3 Modelo de un fuste barrenado extendido en la dirección longitudinal realizado en DRAIN-2DX	181

100.	Figura 8.4 Curvas bi-lineales de rigidez traslacional y rotacional longitudinal del suelo fuste barrenado 11	182
101.	Figura 8.5 Curva de capacidad para fuste barrenado 11	183
102.	Figura 8.6 Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad, Tomado del <i>ATC-40</i>	183
103.	Figura 8.7 Superposición del espectro de capacidad y el espectro de demanda según el <i>CSM</i> , tomado del <i>ATC-40</i>	184
104.	Figura 8.8 Espectros de capacidad y demanda para los puente sobre fustes barrenados en perfiles de suelo tipo II	184
105.	Figura 8.9 Espectros de capacidad y demanda para los puentes sobre fustes barrenados en perfiles de suelo tipo III	185
106.	Figura 8.10 Espectros de capacidad y demanda para los puente sobre fustes barrenados en perfiles de suelo tipo IV y V	185
107.	Figura 8.11 Aproximación del desplazamiento equivalente, <i>ATC-40</i>	186

LISTA DE APENDICES

	Página
1. APENDICE A: INVESTIGACION GEOTECNICA Y EXPLORACION DEL SUBSUELO DEL PUENTE INSTRUMENTADO (SOIL TECH)	199
2. APENDICE B: CAPACIDAD AXIAL DE LOS FUSTES BARRENADOS	212
3. APENDICE C: PROPIEDADES DE LOS CINCO PERFILES DE SUELO, GEOMETRIA DE LOS FUSTES BARRENADOS Y CURVAS P-Y	219
4. APENDICE D: COMPARACION ENTRE LA RIGIDEZ DE UNA PILASTRA CIMENTADA SOBRE UN GRUPO DE PILOTES (PUENTE INSTRUMENTADO) Y PILASTRA TIPO “PILE BENT” CIMENTADA SOBRE FUSTES BARRENADOS (PUENTE DEL ESTUDIO)	232
5. APENDICE E: MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD DEL PUENTE SOBRE FUSTES BARRENADOS	238
6. APENDICE F: DATA PARA EL PROGRAMA DRAIN-2DX	241

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1 INTRODUCCION

Entender el efecto de la interacción entre el suelo y la fundación es de vital importancia en el análisis y diseño sísmico de una estructura. El sistema de fundación de un puente junto con el suelo que le rodea es el responsable de transmitir y absorber todas las cargas aplicadas sobre la superestructura del puente al suelo. Según el código del *AASHTO* (1996) la fundación debe ser diseñada para soportar todas las cargas vivas, muertas, presiones del suelo y del agua.

De acuerdo a O'Neill y Reese (1999), los fustes barrenados se desarrollaron en la década del 50 como una solución para fundaciones profundas en suelos generalmente fuertes pero expansivos en el área de San Antonio, Texas. En la actualidad el uso de los fustes barrenados como alternativa para la fundación profunda en estructuras de puentes es cada vez más popular. Esta popularidad se debe a que las ventajas económicas y constructivas de esta tecnología hacen más atractivo el uso de los fustes barrenados sobre el uso de pilotes hincados.

La capacidad de los fustes barrenados de soportar grandes cargas hace posible el reemplazo de varios pilotes por un solo fuste barrenado. Esta característica es de gran ventaja en el aspecto económico; sin embargo, en el aspecto estructural puede tener repercusiones desfavorables pues se pierde la redundancia presente en el grupo de pilotes. Los fustes barrenados se suelen utilizar en grupos e incluso conectados con una viga

cabezal. Sin embargo la práctica común es tratar de utilizar los mismos fustes barrenados como las columnas de la pilastra. Esta configuración se suele llamar “*pile bent*” y tiene el atractivo económico de que no usa una viga cabezal y se evita el grupo de pilotes. Esta tesis se enfoca en el estudio de este caso. Esto es importante debido a que los ingenieros reconocen que la capacidad estructural de los fustes barrenados es altamente dependiente del procedimiento constructivo. Sarhan *et al.* (2002) realizaron investigaciones en las cuales encontraron que la capacidad de los fustes barrenados puede reducirse hasta en un 30 por ciento debido a desperfectos en la construcción no detectados. La práctica constructiva de hoy prevé un estricto control de calidad durante la construcción de fustes barrenados.

Muchos ingenieros son receptivos al uso de los fustes barrenados debido a sus ventajas económicas sobre los pilotes. Sin embargo debido a los factores antes mencionados y a la reducida cantidad de guías existentes para la construcción, diseño y análisis de los fustes barrenados los ingenieros suelen considerar que muchos proyectos la posibilidad de que los fustes barrenados no sean la solución idónea para todos los problemas. El código *UBC* (1997) no exige consideración alguna de la interacción suelo estructura para el diseño de fundaciones. Además, según Mylonakis *et al.* (2001) son pocas las investigaciones realizadas para examinar la interacción suelo-estructura, la cual puede generar movimientos rotacionales en la fundación e inducir fuerzas pseudo estáticas en estructuras estáticamente indeterminadas.

La falta de precisión y exactitud en el diseño de los fustes barrenados se debe en gran medida a la pobre representación de la interacción suelo fundación. La evaluación precisa de la respuesta sísmica de un puente depende de la capacidad y el conocimiento

del ingeniero para modelar el comportamiento y la interacción de la superestructura con la fundación y el suelo. La rigidez de la fundación ha demostrado ser un parámetro de gran contribución en la respuesta dinámica de los puentes. Se ha demostrado que el momento máximo en el fuste barrenado depende de la rigidez del suelo, rigidez del pilote y elevación de la estructura sobre el suelo. Budek *et al.* (2000) encontraron que el largo y la profundidad de la articulación plástica bajo el suelo en los fustes barrenados dependen de la resistencia provista por el suelo. Kappos y Sextos (2001) concluyeron que el tipo de fundación tiene efectos directos sobre el desplazamiento lateral y la rigidez del sistema del suelo fundación.

El entender el comportamiento no lineal en suelos no homogéneos es indispensable para el diseño de cualquier tipo de fundación profunda. Es de conocimiento general entre los ingenieros geotécnicos y estructurales que ésta es un área de mucha investigación en la cual, aunque se han realizado muchos avances, se carece de métodos válidos y estándares para el análisis de la interacción suelo estructura. Existen programas de computadora como LPILE y COM624P recomendados por la *Federal Highway Administration* en los cuales se considera la no linealidad del suelo y se puede modelar la interacción suelo pilote. En la práctica, muchas veces debido a la complejidad de la interacción entre la fundación de la estructura y el suelo, la cual se ha encontrado que es no-lineal, los diseñadores ignoran o realizan un modelo lineal simple de esta interacción pensando que al hacer esto obtendrán resultados conservadores. Virella (2000) demostraron que existe un límite para el cual la interacción suelo-pilote lineal arroja resultados conservadores de desplazamientos y fuerzas en la fundación. Luego de ese

límite las metodologías utilizadas que asumen una interacción lineal de suelo–pilote no son apropiadas y se hace imprescindible considerar la no linealidad de esta interacción.

El propósito principal de esta investigación es definir el comportamiento sísmico de un puente cimentado sobre fustes barrenados ante diferentes tipos de suelo según la clasificación establecida por *AASHTO* (1996). El objetivo secundario es la instrumentación de un puente existente el cual pueda utilizarse en futuras investigaciones para la predicción del comportamiento sísmico del mismo. Un modelo matemático del puente existente fue realizado como base para próximas investigaciones. Debido a la magnitud y complejidad de este modelo, el mismo fue modificado para obtener un nuevo modelo que se ajustase al propósito principal de esta investigación. Utilizando los programas GROUP 6.0, SAP 2000 y DRAIN-2DX se modelaron las pilastras del puente cimentadas sobre fustes barrenados incluyendo la interacción no lineal del suelo-fuste barrenado. Para cada tipo de suelo se determinó la geometría de la fundación, los desplazamientos de las pilastras, los periodos del puente, las fuerzas generadas en las pilastras y en la fundación de fustes barrenados, por medio de un procedimiento iterativo del espectro de respuesta. Utilizando el método de capacidad espectral se obtuvieron los desplazamientos de las pilastras y periodos de los puentes para cada tipo de suelo. Mediante la comparación de los resultados obtenidos por ambos métodos se comprobó la validez del método de capacidad espectral como una herramienta útil en el análisis del desempeño sísmico de puentes sobre fustes barrenados.

La descripción del comportamiento sísmico de la estructura cimentada sobre fustes barrenados ante los distintos tipos de suelo provee una herramienta útil para el ingeniero en la toma de decisiones más costo-efectivas para la cimentación de un puente.

Esta investigación es importante debido a la carencia de guías para el análisis de los fustes barrenados. La misma debe servir como guía para el ingeniero que se dispone a utilizar fustes barrenados como fundación profunda para un puente.

1.2 OBJETIVOS

El fin de esta investigación es proveer al ingeniero civil unas guías que le sirvan como base para entender el comportamiento sísmico de un puente con pilastras tipo “*pile bent*” cimentado sobre fustes barrenados. En este estudio se presentará el efecto que tiene sobre un puente con pilastras tipo “*pile bent*” la variación en el tipo de suelo cuando éste está cimentado sobre fustes barrenados. Con los resultados obtenidos en esta investigación, los ingenieros deben poder contar con una herramienta útil que le permita realizar un mejor análisis del efecto del suelo fundación en un puente con pilastras tipo “*pile bent*” cimentado sobre fustes barrenados. En resumen, los objetivos de esta investigación son los siguientes:

1. Identificar las ventajas y desventajas estructurales del uso de fustes barrenados como fundación profunda en un puente con pilastras tipo “*pile bent*” y juntas de expansión sísmica.
2. Describir el desempeño de los fustes barrenados ante diferentes tipos de suelo obteniendo la demanda sísmica en términos de desplazamientos y fuerzas impuestas sobre la fundación y la superestructura del puente.
3. Proveer una guía en la cual se identifiquen factores y condiciones para los cuales el uso de los fustes barrenados no es la selección ideal o más eficiente, en el aspecto estructural, para un puente con pilastras tipo “*pile bent*” y juntas de expansión sísmica.

4. Instrumentar un puente existente el cual sirva como base para futuras investigaciones.

Para cumplir con los objetivos establecidos en esta investigación se discutirá en cada uno de los próximos capítulos los siguientes temas: (1) en el capítulo 2 se presentaran varias publicaciones relacionadas al tema investigado; (2) en el capítulo 3 se describe el puente instrumentado así como la ubicación y descripción de los instrumentos utilizados; (3) los perfiles de suelo escogidos para la investigación son presentados en el capítulo 4; (5) la descripción del modelo matemático del puente instrumentado se presenta en el capítulo 5; (6) un resumen de la teoría y de las metodologías relacionadas con el análisis y la rigidez de los fustes barrenados se muestra en el capítulo 6; (7) en el capítulo 7 se muestra la el modelo del puente utilizado para este estudio, la metodología utilizada durante la investigación para el análisis y diseño de los fustes barrenados así como los resultados del diseño y del análisis espectral multimodal; (8) en el capítulo 8 se presentan y discuten los resultados del método de capacidad espectral y su comparación con los resultados del análisis espectral multimodal; y (9) las conclusiones de la investigación y recomendaciones son resumidas en el capítulo 9.

CAPITULO 2

REVISION DE LITERATURA

2.1 INTRODUCCION

Los fustes barrenados son fundaciones profundas usadas para resistir altas cargas axiales y momentos. Éstos son construidos excavando el suelo para realizar un hueco, el cual se llena con concreto luego de poner el refuerzo. Según el *FHWA* (1999) la tecnología de los fustes barrenados surgió a principio de la década del 50 en el estado de Texas. Luego de la Segunda Guerra Mundial, la tecnología de construcción adelantó mucho pero no hubo avances significativos en la investigación de esta nueva tecnología. Con la llegada de las computadoras a finales del 1950, de los métodos analíticos y de las pruebas de carga a escala real, se comienza a tener un mayor conocimiento del comportamiento de los fustes barrenados. Es a partir del comienzo de los años 60 que surge una investigación exhaustiva la cual es auspiciada en la década del 80 por Departamentos de Transportación de varios estados, la Administración Federal de Carreteras (o *FHWA* por sus sigas en inglés) y el Instituto de Investigación de Energía Eléctrica.

A continuación se discute la literatura revisada relacionada a los temas de mayor interés para este estudio. En las Tablas 2.1, 2.2 y 2.3 se muestra un resumen de la literatura revisada.

2.2 METODOLOGIAS PARA EL ANALISIS Y MODELAJE DE FUNDACIONES PROFUNDAS BAJO CARGA LATERAL

En el análisis de fundaciones en estructuras uno de los métodos más reconocidos y utilizado por los ingenieros estructurales es el de la viga sobre fundación elástica. Este método se remonta al 1867 según Bowles (1996). En éste se considera la fundación como una viga sobre resortes elásticos que representan la rigidez del suelo. Este método es conocido como la solución clásica de Winkler y ha sido utilizado para el análisis de colchones de concreto, pilotes y fustes barrenados por igual. En el modelo de Winkler la rigidez del suelo en arenas comienza en cero en la cabeza del pilote y aumenta linealmente con la profundidad en las arcillas esta rigidez se mantiene constante con la profundidad. Este modelo ha demostrado coincidir razonablemente con pruebas de carga sobre pilotes en arenas y arcillas. Para utilizar este método es necesario tener la rigidez en flexión (EI) del pilote y un coeficiente (f) que varíe con la profundidad (z), y el modulo de reacción subrasante elástico del suelo (E_s). Valores para el coeficiente f en función del conteo de golpes corregido del *SPT* para pilotes en arenas fueron propuestos por Terzaghi (1955). Terzaghi definió el coeficiente de variación del modulo de reacción subrasante elástico del suelo como una relación conceptual entre la presión sobre el suelo (q) y la deflexión (δ) para el análisis de fundaciones en estructuras. Según Bowles (1996) el módulo de reacción subrasante es aún utilizado en el análisis de carga lateral de pilotes o fustes barrenados debido a la facilidad de su uso aunque varias personas no simpaticen con el concepto.

En el 1960 Reese y Matlock comienzan a utilizar el método de diferencias finitas para el análisis de pilotes sujetos a carga lateral. La ecuación diferencial básica para un

pilote sujeto a carga lateral fue obtenida mediante la derivación de un elemento viga-columna. El método de diferencias finitas requería discretizar el pilote en una serie de elementos para los cuales se obtenía la deflexión lateral (y) debida a la resistencia (p) del suelo en cada uno de los nodos de los elementos. Utilizando este método era posible obtener el cortante, momento y deflexión a lo largo del pilote. Por medio del trabajo realizado por estos y otros investigadores a lo largo de veinte años quedó demostrada la versatilidad del método de diferencias finitas en el análisis de pilotes sujetos a carga lateral, el cual es un problema altamente no-lineal. Con el tiempo los usuarios de este método comenzaron a llamarlo el método p - y .

En los años 70 Matlock (1970), Reese et al. (1975) y Cox et al. (1974) realizaron pruebas de carga lateral sobre pilotes en arcillas blandas, rígidas y arenas respectivamente. Basados en estas pruebas se desarrollaron métodos para obtener curvas p - y empíricas para distintos tipos de suelo. Utilizando estas curvas se realiza un modelo del pilote en el cual el suelo es remplazado por resortes no-lineales que representan las curvas p - y a lo largo del mismo, y de esta forma surge el método de las curvas p - y . Según Reese (1983) los factores que deben ser considerados para desarrollar estas curvas son el diámetro del pilote, las propiedades del suelo y el método de carga. Resultados aceptables se encontraron al comparar las curvas p - y empíricas con las experimentales (Reese, 1983).

Como parte de las metodologías utilizadas para representar la rigidez del suelo-pilote surge el método de la viga en voladizo equivalente. En este método la rigidez del suelo-fundación es representada mediante una viga en voladizo equivalente. Dos métodos son recomendados para obtener el largo equivalente en voladizo de un pilote (Caltrans,

1990). El primer método permite estimar el largo equivalente del pilote utilizando el conteo de golpes de la Prueba de Penetración de Norma como se indica en el capítulo 6 (ver figuras 6.3 y 6.4). En el segundo método el largo equivalente del pilote es estimado pareando la rigidez del pilote con la rigidez de una viga en voladizo igualando los desplazamientos y las rotaciones del pilote con las de la viga en voladizo. Con este método simple es posible representar adecuadamente la rigidez del suelo-pilote sin embargo no es posible obtener valores de cortante, momento y deformación a lo largo del pilote.

Lin (1997) estudió el uso de elementos de viga filamentados para el análisis de fustes barrenados en arcillas rígidas. El mismo es un procedimiento numérico para el análisis estructural de fustes barrenados. Se modeló la variación en la rigidez mas allá de las cargas de agrietamiento, y la carga del suelo en el fuste barrenado se representó con resortes no-lineales. Los resortes utilizan un modelo modificado de Ramber Osgood para representar la respuesta lateral y una función hiperbólica para representar el comportamiento axial y de torsión. Los resultados obtenidos demuestran que el método es preciso cuando son comparados con trabajos experimentales y analíticos de otros investigadores.

2.3 ANALISIS DE FUNDACIONES PROFUNDAS BAJO CARGA LATERAL

En el año 1962, gracias a los estudios realizados por Prakash (1962), se comienza a investigar el efecto de grupo sobre los pilotes o fustes barrenados. Estudios similares fueron realizados por Cox et al. (1984), Schmidt (1981,1985), Wang (1986) y Lieng (1988) los cuales indicaban que la resistencia de un pilote dentro de un grupo era menor a la de un pilote individual. Con estos estudios se determinó que la resistencia de un pilote

o fuste barrenado dentro de un grupo variaba de acuerdo con la posición de este dentro del grupo. Este fenómeno se le conoce como el efecto de solape el cual ocurre cuando las cañas activa y pasiva entre los pilotes que componen un grupo se solapan debido a la cercanía entre los mismos. Debido a estas observaciones Brown et al. (1987) propone aplicar un factor de reducción f_m a los valores de resistencia (p) de las curvas p - y . El valor de f_m es dependiente de la relación entre el espaciado entre pilotes con el diámetro (s/d) y de la posición del pilote en el grupo.

En una investigación realizada por Parker y Reese (1971) sobre la interacción suelo-pilote en arenas se concluyó que la interacción entre el comportamiento axial y lateral de un pilote era inexistente. En el presente durante el análisis lateral de un pilote es práctica general no considerar aportación alguna proveniente de la resistencia axial del pilote. Sin embargo, Lam y Martin (1986) indican que dentro de los seis mecanismos generados por un pilote para resistir una carga lateral la resistencia axial generada por la fricción es una de ellas. Esto es posible si el fuste barrenado o pilote está sujeto a grandes rotaciones y si el proceso constructivo, el cual afecta directamente la resistencia en fricción, así lo propicia.

A pesar de que la rigidez lateral suelo-pilote era considerada altamente no lineal, Lam y Martin (1986) encontraron que la misma es usualmente dominada por la rigidez elástica del pilote. Según este hallazgo la rigidez lateral suelo-pilote es levemente no lineal para fustes barrenados de gran diámetro. Es por esto que los métodos elásticos simplificados de Winkler y el modulo de reacción subrasante lineal de Terzaghi (1955) se consideran simplificaciones razonables en la mayor parte de los problemas. Lam et al.

(1991) también concluyeron que las metodologías lineales de Terzaghi (1955) son capaces de representar apropiadamente la rigidez suelo-pilote.

Con el transcurso de los años el uso de los fustes barrenados como sistema de fundación se vuelve más popular debido a sus ventajas constructivas, la capacidad de trabajar en variadas condiciones de suelo y su capacidad de sostener enormes cargas. Estas ventajas, entre otras señaladas por el *FHWA* (1999) hacen en varias ocasiones más atractivo el uso de los fustes barrenados sobre los pilotes hincados. Sin embargo, según el *FHWA* (1999) existen ciertas desventajas en la implementación de esta nueva tecnología. Entre las desventajas se señalan las siguientes: 1) la calidad y el desempeño de los fustes barrenados son muy sensibles al proceso constructivo; 2) la redundancia presente en un grupo de pilotes está ausente debido al reemplazo de éstos por un fuste barrenado; y 3) existe una falta de conocimiento general en la construcción y diseño de los fustes barrenados por parte de los ingenieros.

En un esfuerzo por proveer métodos de diseño conservadores y simples para los fustes barrenados el *FHWA* desarrolla en el año 1977 un manual de diseño. Este manual de diseño es publicado nuevamente en 1988 y 1999 con el propósito de incluir los nuevos métodos de diseño y construcción de los fustes barrenados.

Como parte del esfuerzo de proveer herramientas a los ingenieros para el análisis de los pilotes o fustes barrenados bajo a carga lateral el *FHWA* promueve la distribución del programa COM 624, versión 2.0, desarrollado por Wang y Reese (1993). El programa genera las curvas p - y empíricas desarrolladas por Matlock (1970) y Reese et al. (1974, 1975) entre otras, para un pilote individual en suelo estratificado sometido a carga lateral

estática o cíclica. El cortante momento, resistencia del suelo y deformación a lo largo del pilote pueden ser obtenidos utilizando este programa.

Otro programa utilizado para el análisis lateral de grupo de pilotes o fustes barrenados en suelos estratificados fue desarrollado en el 1987. El programa se llamó GROUP 1.0 y fue desarrollado por la compañía ENSOFT, Inc. En esta primera versión del programa la respuesta no-lineal del suelo era representada mediante curvas p - y generadas internamente por el programa o de forma externa por el usuario. Las curvas p - y generadas por el programa estaban basadas en las curvas p - y empíricas desarrolladas por Matlock (1970) y Reese et al. (1974,1975). Este programa ha sufrido mejoras en cada una de las versiones realizadas. El programa GROUP 6.0 (ENSOFT Inc.), se realizó en el 2003. En esta versión es posible analizar grupos de 500 pilotes, considerar la rigidez no lineal de flexión para cada pilote e introducir factores de reducción para la resistencia en cada uno de los pilotes. El cortante, momento, resistencia del suelo y deformación a lo largo del pilote pueden ser obtenidos utilizando este programa.

Debido al aumento en el uso de fustes barrenados como fundación profunda, se han realizado muchas investigaciones relacionadas con su desempeño ante diversas situaciones. A continuación se presenta un resumen de las más relevantes.

PoLam *et al.* (1998) desarrollaron un reporte en el cual se documentan dos estudios realizados para repasar, valorar, y proveer recomendaciones considerando el diseño sísmico de fundaciones para puentes. El reporte menciona parámetros y puntos de vista en la modelación que afectan el diseño sísmico y respuesta del grupo de pilotes y fustes barrenados. En el reporte se proveen recomendaciones relacionadas con lo siguiente: (1) la modificación de las curva p - y para tener en cuenta condiciones de carga

cíclica, (2) efecto del grupo de pilotes y el comportamiento de la interacción suelo-pilote, y (3) el desarrollo de curvas p-y para el diseño de fustes barrenados. Entre las conclusiones de estos investigadores se encuentran las siguientes: (1) El uso de las curvas p-y es confiable para analizar la respuesta de la interacción suelo-pilote, (2) los factores más importantes en el diseño y análisis de la fundación son las condiciones de borde, la no-linealidad del suelo y la variación del mismo no afecta en gran manera el comportamiento de la fundación, (3) el efecto del grupo de pilotes puede tomarse en cuenta mediante los multiplicadores p, y (4) la rigidez p-y es muy suave para los fustes barrenados y se recomienda utilizar la rigidez subrasante (“*stiffness subgrade*”) lineal de Terzaghi así como un enfoque de la curva p-y no lineal.

Ng *et al.* (2001) resume en un reporte titulado *Response of Laterally Loaded Large-Diameter Bored Pile Groups* los resultados de pruebas de carga laterales a escala real sobre un fuste barrenado individual y tres grupos de fustes barrenados. En el mismo se investiga la respuesta no-lineal de grupos de pilotes barrenados de gran diámetro sujetos a cargas laterales y se estudian los parámetros de diseño asociados al método p-y utilizando el programa de elementos finitos 3-D FLPIER. Los resultados son comparados con predicciones realizadas utilizando parámetros del suelo basados en correlaciones publicadas. Según sus resultados la teoría de Brom's y el uso de una simple representación hiperbólica de las curvas de carga-deflexión representan una manera objetiva para determinar la capacidad de carga lateral. Las deflexiones laterales determinadas utilizando los valores de la constante horizontal de reacción del cimiento (“horizontal subgrade reaction”), sugeridos por Elson (1984) del grupo de pilotes

barrenados resultaron estar generalmente en acuerdo con los valores medidos en las pruebas.

Chai (2002) desarrolló un modelo analítico basado en el concepto de la viga en voladizo equivalente. Utilizando este modelo la demanda en ductilidad local para un fuste-pilote en cedencia sujeto a cargas laterales fue obtenida. Chai y Hutchinson (2002) realizaron un estudio experimental en el cual probaron cuatro pilotes de concreto reforzado a escala real sujetos a una combinación de carga axial en compresión y desplazamiento cíclico reversible. Los resultados experimentales obtenidos indicaron que el largo de la articulación plástica de los pilotes es de mayor longitud que aquel obtenido utilizando el concepto de la viga en voladizo equivalente. La longitud de la articulación plástica resultó no ser muy sensitiva a la densidad del suelo pero si demostró depender de la altura sobre el suelo del pilote.

Un aspecto importante que se ha encontrado es el efecto que tiene la calidad de construcción en la resistencia de los fustes barrenados.

Sarhan *et al.* (2002) investigaron el efecto en la capacidad en flexión y el comportamiento ante cargas laterales de seis fustes barrenados con desperfectos intencionales menores. El desempeño de los fustes barrenados ante cargas laterales es de vital importancia en estructuras como puentes. Los seis fustes barrenados fueron sometidos a técnicas no destructivas (NDE) usadas para encontrar desperfectos en los mismos. Según el estudio aunque se utilice un proceso constructivo aceptable y se evalúen los fustes barrenados utilizando técnicas no destructivas los mismos pueden contener vacíos que ocupen un 15% de su corte-perfil (“cross section”). El análisis de los resultados demostró que es posible una reducción de hasta un 27% en la capacidad en

flexión y de hasta un 16% en la resistencia a cortante en la cabeza debido a defectos no detectados.

2.4 EFECTO DE LA RIGIDEZ SUELO-FUNDACION PROFUNDA EN EL DESEMPEÑO SISMICO DE LOS PUENTES

Varios investigadores han estudiado el desempeño de los fustes barrenados en estructuras como los puentes. La influencia de la rigidez no-lineal suelo-pilote y/o suelo-fuste barrenado en la respuesta dinámica de un puente también ha sido tema de investigación.

Virella (2000) estudió el efecto de la no-linealidad del suelo de fundación en el desarrollo de las fuerzas y desplazamientos que se producen en la fundación de un puente. Metodologías que consideran la interacción suelo-pilote de forma lineal y no-lineal fueron utilizadas para obtener las fuerzas y desplazamientos en la fundación de un puente para cinco tipos de suelo. Límites de desplazamiento horizontal y carga máxima lateral fueron establecidos basados en consideraciones no-lineales. Los resultados de la metodología lineal y no-lineal fueron comparados llegando a la conclusión que los resultados obtenidos mediante la metodología lineal fueron conservadores en el estimado de fuerzas y desplazamientos en la fundación del puente en los casos en que no se excedió el límite de la metodología establecido..

Jeremic et al. (2003) estudiaron la influencia del suelo-fundación en la respuesta sísmica del viaducto I-880. El viaducto I-880 es un puente cimentado sobre fundaciones profundas con pilastras del tipo *pile bent*. En el análisis de la estructura se realizaron dos modelos. En el primer modelo la interacción suelo-fundación no fue considerada y las columnas del puente fueron conectadas rígidamente a la fundación. En el segundo

modelo la interacción suelo-estructura fue incorporada al modelo a través de resortes equivalentes. El análisis se basó en características no lineales del concreto y un comportamiento elástico del suelo-fundación fue asumido. Varias simulaciones de elementos finitos inelásticos en el dominio del tiempo fueron realizadas para determinar el comportamiento de ambos modelos ante distintos sismos. Los resultados demostraron que la interacción suelo-fundación tiene efectos adversos y benéficos directos en el comportamiento sísmico del puente.

Debido a que muchas veces un grupo numeroso de pilotes es remplazado por una cantidad mucho menor de fustes barrenados estos últimos exhiben una mayor flexibilidad traslacional y rotacional además de presentar un alto grado de flexibilidad a causa del acoplamiento (PoLam et al. 1998). Estas características ponen en relieve la importancia de modelar adecuadamente la rigidez suelo-fuste barrenado en un puente pues esta influencia afecta grandemente la respuesta dinámica del mismo.

Budek *et al.* (2000) realizaron un modelo analítico basado en la viga de Winkler para estudiar la respuesta sísmica de un puente con fustes barrenados. La viga de Winkler representa la respuesta a la fuerza lateral de un fuste barrenado en suelo no cohesivo. Un análisis inelástico de elementos finitos fue realizado. Las variables fueron las siguientes: la restricción de los fustes (cabeza libre y fija), la altura sobre el suelo y la rigidez del suelo. Modelos lineales, bilineales e hiperbólicos del suelo fueron examinados. El análisis demostró lo siguiente: (1) la predicción del cortante puede ser significativamente menor con un análisis elástico, (2) la profundidad del momento máximo y el largo de la articulación plástica dependen de la rigidez del suelo y de la altura de la estructura sobre

el suelo y (3) los modelos lineales del suelo mostraron ser adecuados para la mayoría de los casos de diseño de fustes barrenados.

Mylonakys *et al.* (2001) desarrollaron un modelo simple para el análisis de la respuesta de los puentes a una excitación sísmica espacialmente no uniforme. La interacción suelo estructura fue estudiada considerando fustes barrenados como sistema de fundación. Según el estudio realizado por Mylonakis *et al.* (2001) la rotación en la fundación debido a la interacción cinemática e interacción suelo-estructura tiende a incrementar la respuesta de las pilastras en frecuencias bajas, pero reduce la respuesta en frecuencias altas. Esta tendencia demuestra ser mayor en pilastras altas.

Debido a la necesidad de poder predecir el comportamiento de una estructura ante un sismo para asegurar la vida y propiedad de las personas, los ingenieros e investigadores han estado por varias décadas en la búsqueda del desarrollo de métodos para el diseño y análisis sísmico de estructuras. Uno de los métodos desarrollado es el método de capacidad espectral, o *CSM* por sus siglas en inglés, introducido en el año 1970. Gracias a este método los ingenieros pueden predecir el nivel de desempeño esperado para una estructura ante un terremoto. El método consiste en realizar una curva de capacidad de la estructura y una curva de demanda correspondiente al terremoto las cuales son superpuestas en un gráfico con formato de espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento. Si la curva de capacidad y demanda intersecan, la estructura será capaz de soportar el terremoto. El punto de intersección entre las dos curvas representa los niveles de desempeño y respuesta de la estructura para el terremoto. Uno de los documentos más recientes en el cual se proponen varias formas para aplicar este método es el reporte ATC-40. En este documento se describe el *CSM* como una

herramienta útil en la predicción del desempeño sísmico de las estructuras, el cual brinda desplazamientos dentro del 10 por ciento de los máximos obtenidos de las corridas de un análisis del historial en el tiempo no-lineal.

Tabla 2.1 Revisión de literatura basada en métodos para el análisis y modelaje de fundaciones profundas sujetas a carga lateral

Tema	Autor	Comentarios
Métodos para el análisis y modelaje de fundaciones profundas sujetas a carga lateral	Reese y Matlock (1960)	La ecuación diferencial básica para un pilote sujeto a carga lateral fue obtenida mediante la derivación de un elemento viga-columna.
	Matlock (1970)	Pruebas de carga lateral sobre pilotes en arcillas blandas y rígidas. Se desarrollaron métodos para obtener curvas p-y empíricas para las arcillas.
	Reese et al. (1975) y Cox et al. (1974)	Pruebas de carga lateral sobre pilotes en arenas. Se desarrollaron métodos para obtener curvas p-y empíricas para las arenas.
	Wang y Reese (1993)	Se desarrolla el programa COM 624, versión 2.0, como herramienta para el análisis de los pilotes o fustes barrenados bajo carga lateral.
	GROUP 6.0 (ENSOFT, Inc.)	Programa utilizado para el análisis lateral de grupo de pilotes o fustes barrenados.
	Lin (1997)	Procedimiento numérico para el análisis estructural de fustes barrenados.
	Caltrans (1990)	Método en el cual la rigidez del suelo-fundación es representada mediante una viga en voladizo equivalente.

Tabla 2.2 Revisión de literatura basada en el análisis de fundaciones profundas bajo carga lateral

Tema	Autor	Comentarios
Análisis de fundaciones profundas bajo carga lateral	Prakash (1962), Cox et al. (1984), Schmidt (1981,1985), Wang (1986), Lieng (1988) y Brown et al. (1987)	El efecto de grupo sobre los pilotes o fustes barrenados es investigado. Se determinó que la resistencia de un pilote o fuste barrenado dentro de un grupo variaba de acuerdo con la posición de este dentro del grupo.
	Lam y Martin (1986)	Indentifican seis mecanismos generados por un pilote para resistir la carga lateral.
	Chai (2002)	La demanda en ductilidad local para un fuste-pilote en cedencia sujeto a cargas laterales fue obtenida.
	Chai y Hutchinson (2002)	Estudio experimental en el cual se probaron cuatro pilotes de concreto reforzado a escala real sujetos a una combinación de carga axial en compresión y desplazamiento cíclico reversible.
	Sarhan et al. (2002)	Investigaron el efecto en la capacidad en flexión y el comportamiento ante cargas laterales de seis fustes barrenados con desperfectos intencionales menores.

Tabla 2.3 Revisión de literatura basada en la respuesta sísmica de puentes cimentados sobre fundaciones profundas

Tema	Autor	Comentarios
<p>Respuesta sísmica de puentes cimentados sobre fundaciones profundas</p>	<p>PoLam et al. (1998)</p>	<p>Reporte que menciona parámetros y puntos de vista en la modelación que afectan el diseño sísmico y respuesta del grupo de pilotes y fustes barrenados en los puentes.</p>
	<p>Virella (2000)</p>	<p>Estudió el efecto de la no-linealidad del suelo de fundación en el desarrollo de las fuerzas y desplazamientos que se producen en la fundación de un puente. Metodologías que consideran la interacción suelo-pilote de forma lineal y no-lineal fueron utilizadas.</p>
	<p>Jeremic et al. (2003)</p>	<p>Estudiaron la influencia del suelo-fundación en la respuesta sísmica del viaducto I-880. El análisis se basó en características no lineales del concreto. Un comportamiento elástico del suelo-fundación fue asumido.</p>
	<p>Budek <i>et al.</i> (2000)</p>	<p>Realizaron un modelo analítico basado en la viga de Winkler para estudiar la respuesta sísmica de un puente con fustes barrenados.</p>
	<p>Mylonakys et al. (2001)</p>	<p>Desarrollaron un modelo simple para el análisis de la respuesta de los puentes a una excitación sísmica espacialmente no uniforme considerando fustes barrenados como sistema de fundación.</p>

CAPITULO 3

DESCRIPCION DEL PUENTE INSTRUMENTADO E INSTRUMENTACION

3.1 INTRODUCCION

En este capítulo se brinda una descripción del puente utilizado como base para este estudio, y que fue instrumentado como parte de este trabajo. Además del estudio de los fustes barrenados realizado en esta investigación, otro de los objetivos principales es la instrumentación de un puente existente. El propósito de la instrumentación del puente es el de proveer una base para futuras investigaciones que pudieran involucrar la calibración del modelo presentado en el capítulo 5, y/o la predicción del desempeño sísmico del puente cuando éste se encuentra fundado sobre pilotes.

En este capítulo se presentan la localización del puente, los elementos estructurales que lo componen y su geometría, los materiales utilizados con sus respectivas propiedades mecánicas así como los instrumentos utilizados y su ubicación. En el transcurso de esta investigación se trabajó en conjunto con la Autoridad de Carreteras y Transportación (ACT) de Puerto Rico y el Programa de Movimiento Fuerte de Puerto Rico en el proceso de la selección de un puente que reuniera las características apropiadas para una instrumentación eficiente y en la instrumentación del mismo.

3.2 DESCRIPCION DEL PUENTE INSTRUMENTADO

El puente seleccionado para la instrumentación se encuentra en la zona norte de Puerto Rico entre los municipios de Vega Baja y Vega Alta. La enumeración del puente, cuya ubicación se indica en la Figura 3.1, es 2353/2354 según ACT y está situado en la

ruta PR-22 sobre el río Indio. Dicho puente se muestra en las Figuras 3.2, 3.3 y 3.4. El puente seleccionado es el puente sur el cual dirige el tráfico hacia el este.

El puente es de concreto reforzado, fue diseñado en el 1990 según las especificaciones de la *AASHTO* (1989) y su construcción terminó en el año 1992. La resistencia mínima requerida del concreto a los 28 días es de 20684 kPa (3 ksi) y la resistencia en cedencia del acero de refuerzo es de 413686 kPa (60 ksi). El puente, según se ilustra en la Figuras 3.2 tiene una longitud de 521 metros y se compone de 14 luces soportadas sobre 13 pilastras y 2 estribos. Siguiendo la dirección oeste-este, la longitud de la primera luz es de 30 metros, la segunda es de 35 m y las restantes 12 son de 38 metros cada una. El puente es curvo en la dirección vertical y longitudinal. Las dimensiones del puente fueron obtenidas de los planos de diseño obtenidos en la Autoridad de Carreteras de Puerto Rico.

El puente provee dos carriles para el tráfico y un paseo para un ancho total de 13.9 m. En la Figura 3.5 se muestra una sección transversal con la cubierta del puente. La cubierta consiste de una losa de 0.2 m de ancho con parapetos en ambos extremos soportada por cinco vigas *AASHTO TIPO VI*. La losa trabaja en forma compuesta con las cinco vigas y tiene un peralte de 2.4%. Las vigas descansan sobre soportes elastoméricos como los presentados en la Figura 3.6. En la Figura 3.7 se ilustra como las vigas están sujetadas lateralmente por diafragmas en la mitad de la luz, sobre las pilastras y estribos. Las vigas son postensadas y la resistencia en compresión del concreto a los 28 días es de 34474 kPa (5 ksi). El esfuerzo permisible de las vigas en condición de servicio es de 13790 kPa (2 ksi) en compresión y 1462 kPa (0.212 ksi) en tensión. Todos los diafragmas sobre las pilastras son continuos excepto aquellos sobre las pilastras 4, 8 y 11.

Los diafragmas sobre los estribos tienen una brecha de 0.063 m y las pilastras 4, 8 y 11 tienen juntas de expansión las cuales no proveen continuidad. Todas las pilastras excepto las 4, 8 y 11 están fijadas a la losa por medio de los diafragmas continuos

Las pilastras del puente se componen de tres columnas fijadas a una viga de coronación. En las Figuras 3.8 y 3.9 se muestra el arreglo del acero en las columnas. Todas las pilastras excepto la 1, 2 y 13 se conectan al cabezal de pilotes por medio de una pared identificada como pared A ó B. La Figura 3.10 muestra las dimensiones de las paredes A y B, y en la Tabla 3.1 se muestra la localización de las mismas. Las pilastras 1, 2 y 13 están directamente sujetadas por el cabezal de pilotes. La altura de las columnas en las pilastras va desde 8.95 m hasta 14.05 m.

En las Figuras 3.11 y 3.12 se muestran los tipos de arreglos de grupo de pilotes y las dimensiones de los dos tipos de cabezal de pilotes existentes. Todos los cabezales de pilotes excepto el 1, 2 y 13 son del tipo A. Los pilotes utilizados son secciones de acero HP 14 x 89. Estos se introducen 0.3 m en el cabezal de pilotes y sus profundidades varían según la pilastra o estribo en que se encuentren como se muestra en la Tabla 3.2

3.3 INSTRUMENTACION

Este puente fue escogido para el estudio debido a que es parte de la carretera PR 22, una de las vías principales de Puerto Rico. Debido a su gran elevación, la cual es mayor a los 12 metros (40 ft) llegando a sobrepasar los 18 metros (60 ft), y al largo de sus luces de hasta 38 metros (124.6 ft) el puente se puede considerar flexible. Ésta es una característica deseable debido a que los instrumentos aumentan su precisión al aumentar la flexibilidad (disminuir la frecuencia) de la estructura, según se muestra la Figura 3.13

3.3.1 Descripción de los Instrumentos

El equipo utilizado para la instrumentación fue adquirido de la compañía Kinemetrics Inc., con sede en Pasadena, California. El mismo consistió de 3 instrumentos: (1) El acelerómetro uní axial EpiSensor ES-U, (2) La grabadora digital Altus K2 con acelerómetro triaxial interno, y (3) Cajas de empalme (Junction Boxes).

El EpiSensor ES-U es un acelerómetro uní axial optimizado para el registro de terremotos. El acelerómetro tiene rangos de registro a escala completa de $\pm 4g$, $\pm 2g$, $\pm 1g$, $\pm 1/2g$ o $\pm 1/4g$. El ES-U funciona con un voltaje entre los $\pm 12V$ o $\pm 15V$ y tiene un ancho de 200 Hz. El rango aceptable de “*offset*” en la corriente directa para cada configuración del ES-U es de 6.5 mV y un rango de escala total de 2g. La Figura 3.13 muestra los gráficos de respuesta en amplitud y fase para el EpiSensor ES-U. La Figura 3.14 presenta las partes más importantes del EpiSensor ES-U.

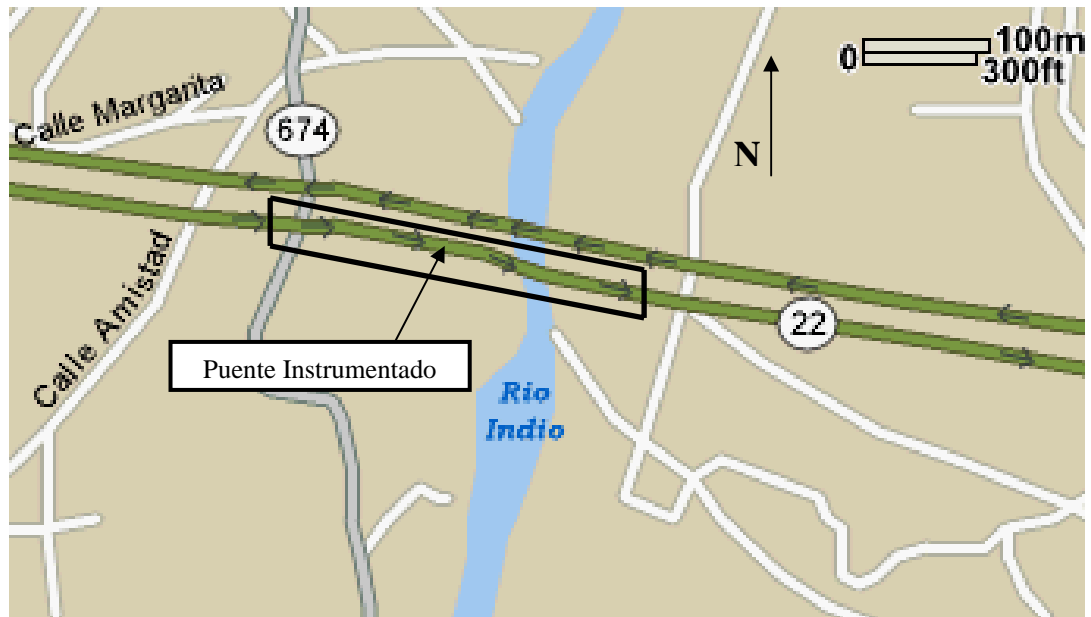
La grabadora digital Altus K2 es un auto contenedor, de cuatro 4, 6 o 12 canales . Si se configura como un aceleró grafo, éste contiene un acelerómetro triaxial interno (EpiSensor) y un sistema de tiempo GPS. El K2 funciona de la siguiente manera, cuando el sensor experimenta una aceleración, el K2 monitorea continuamente esas aceleraciones verificando si satisfacen el criterio de detección para un evento sísmico. El criterio de detección son la magnitud y duración de las aceleraciones registrada. Cuando las aceleraciones satisfacen este criterio, el K2 las almacena como dato de un evento para una próxima extracción. Los datos del evento pueden ser recuperados remotamente por medio de un *modem*. El K2 puede transmitir un torrente continuo de datos digitales en tiempo real. La figura 3.15 presenta las partes más importantes del Altus K-2.

3.3.2 Localización de los Instrumentos

Se instalaron en el puente 17 acelerómetros uní axiales tipo Episensor ES-U, 2 registradoras Altus K2 con su respectivo acelerómetro triaxial interno y 6 cajas de empalme. La localización de los acelerómetros se estableció con el objetivo de obtener el comportamiento dinámico general del puente particularmente en la dirección transversal. En la Tabla 3.3 se resume la ubicación, identificación y dirección de los acelerómetros. En la Figura 3.16 se muestra un dibujo en planta del puente con la localización y orientación de los acelerómetros ES-U y los registros Altus K2. Los acelerómetros están directamente fijos al concreto por medio de tornillos y protegidos en el interior de cajas de acero inoxidable como se muestra en la Figura 3.17. En la Tabla 3.4 se resume la localización de las registradoras Altus K2 y en la Tabla 3.5 se indica la ubicación de las cajas de empalme. La Figura 3.18 muestra una de las registradoras Altus K2 ya instaladas. En la Figura 3.19 se muestra una de las cajas de empalme instaladas.



(a)



(b)

Figura 3.1 Localización del Puente en la Ruta PR 22

Puente Sur sobre el Río Indio

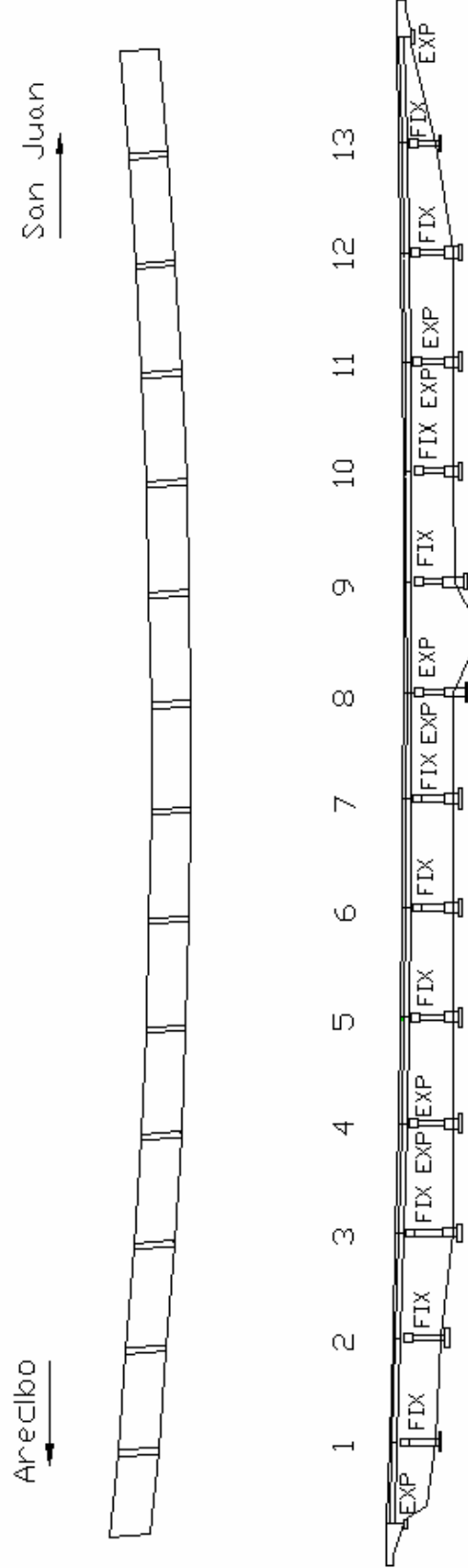


Figura 3.2 Dibujos esquemáticos con vistas del Puente sobre el Río Indio



Figura 3.3 Vista hacia el suroeste del Puente sobre el Río Indio



Figura 3.4 Vista hacia el noreste de las pilastras del Puente sobre el Río Indio

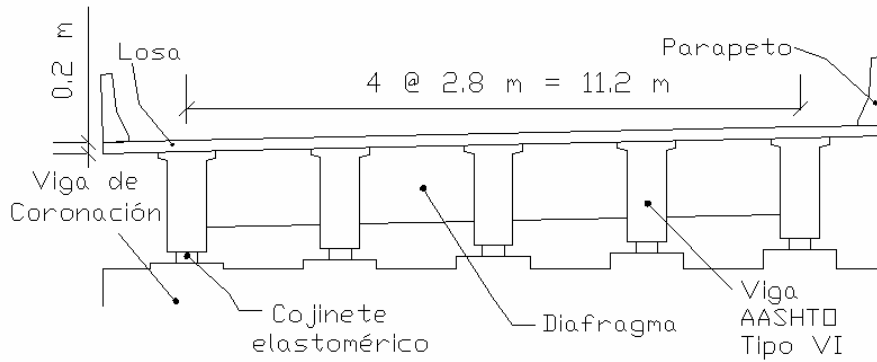


Figura 3.5 Vista frontal de una sección de la cubierta del puente instrumentado

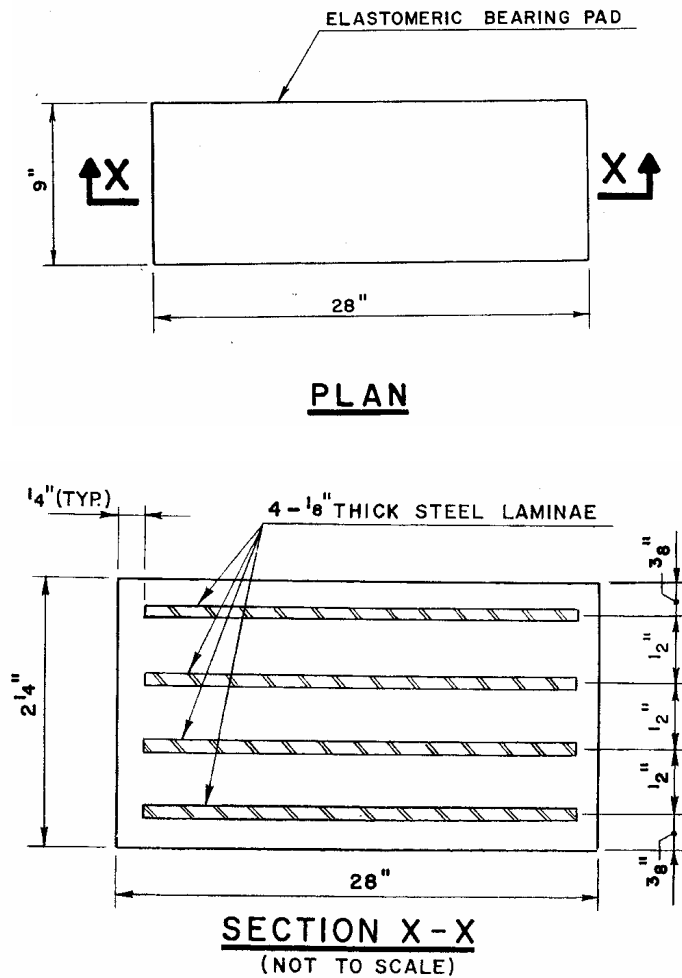
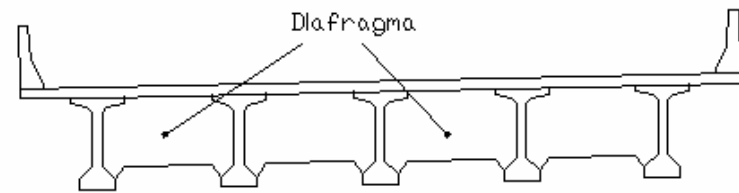
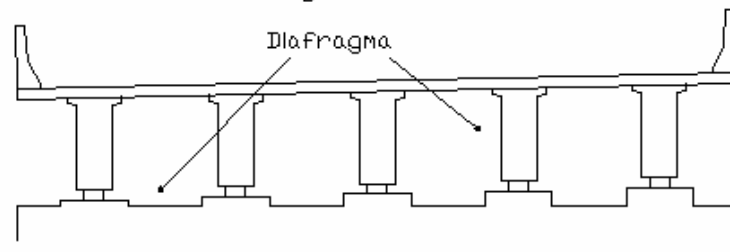


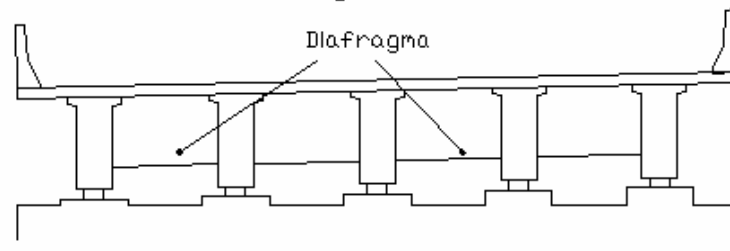
Figura 3.6 Dimensiones de los soportes elastoméricos del puente instrumentado



a) Diafragmas Intermedios

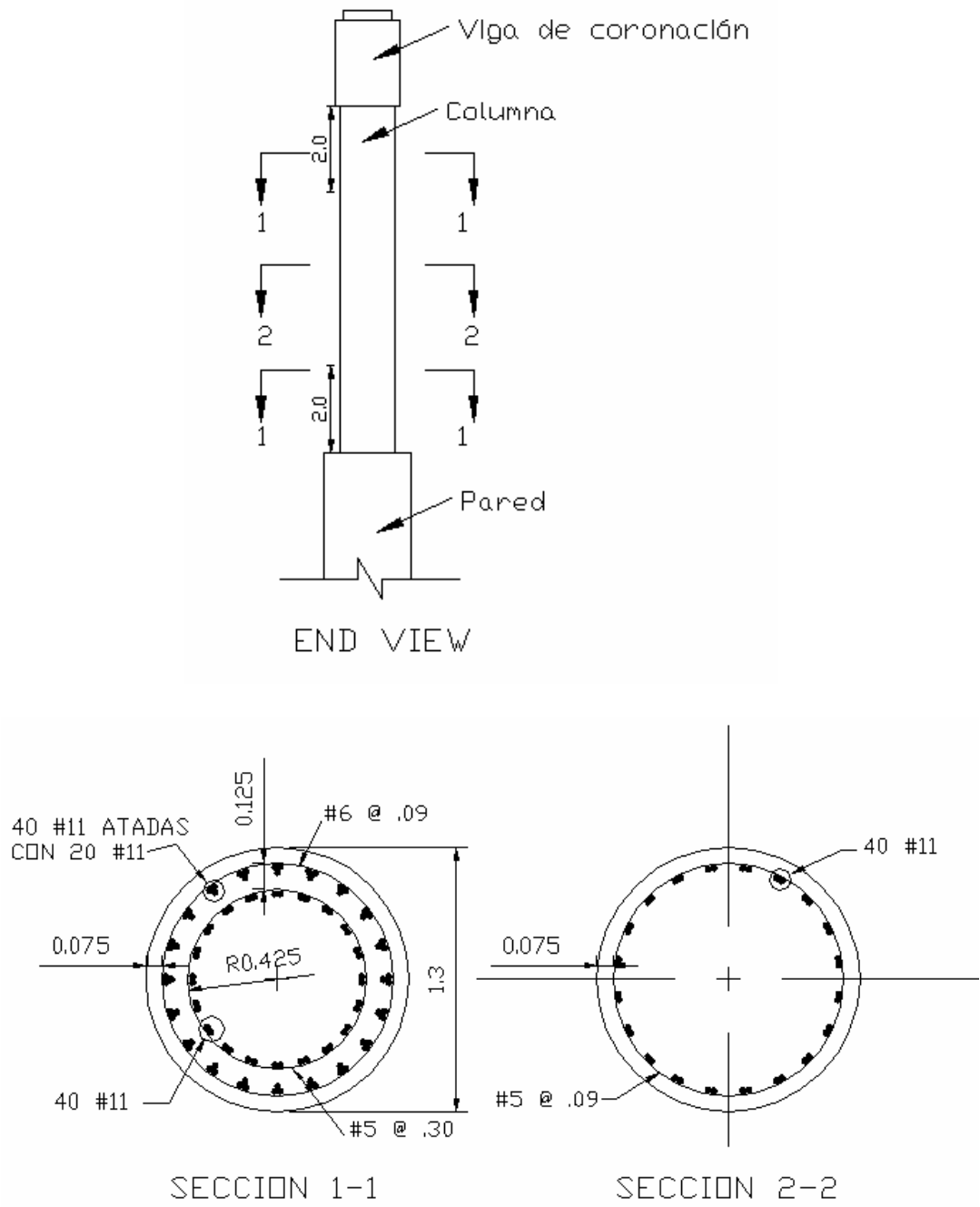


b) Diafragmas continuos



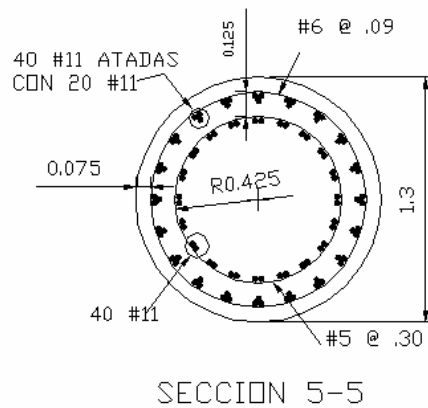
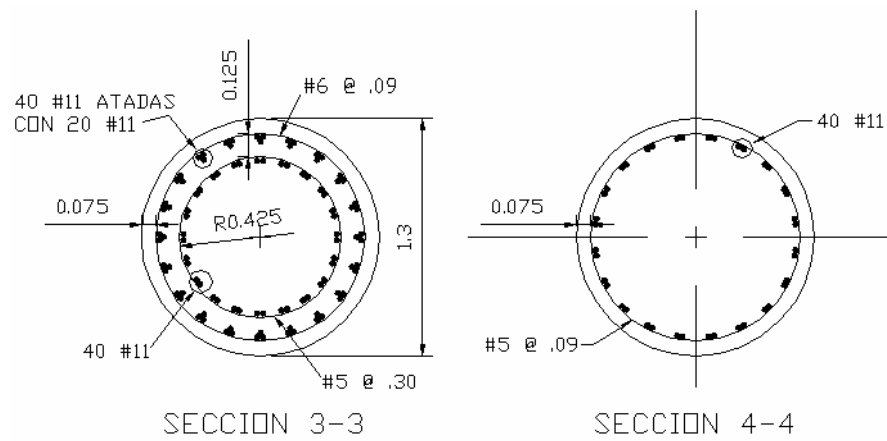
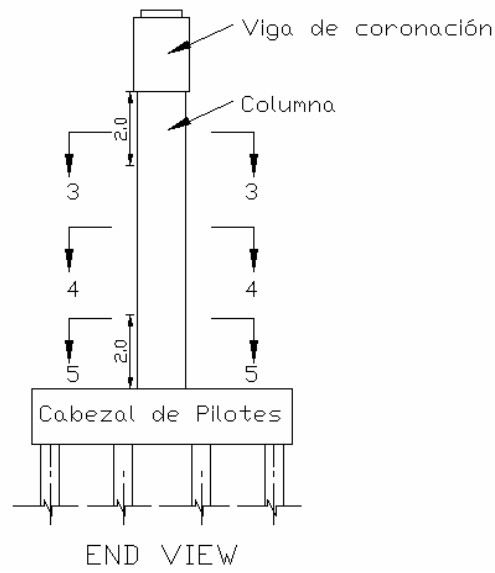
c) Diafragmas en los estribos y de expansión

Figura 3.7 Geometría de los tres tipos de diafragma del puente instrumentado



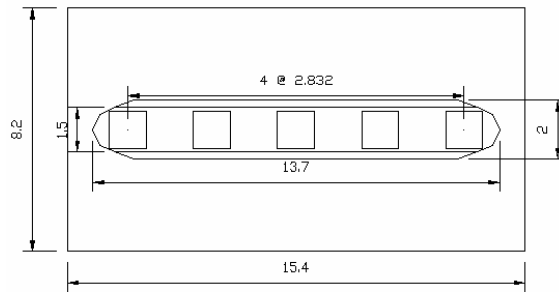
Nota: Todas las dimensiones están en metros

Figura 3.8 Refuerzo en las columnas para las pilastras con pared

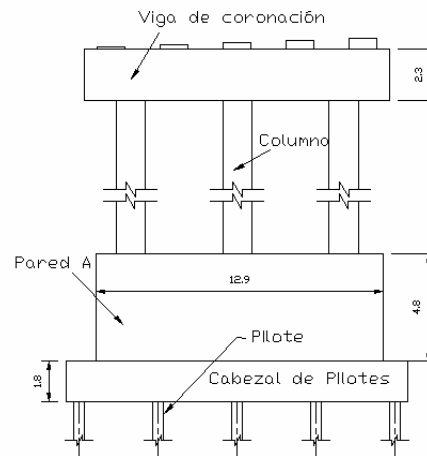


Nota: Todas las dimensiones están en metros

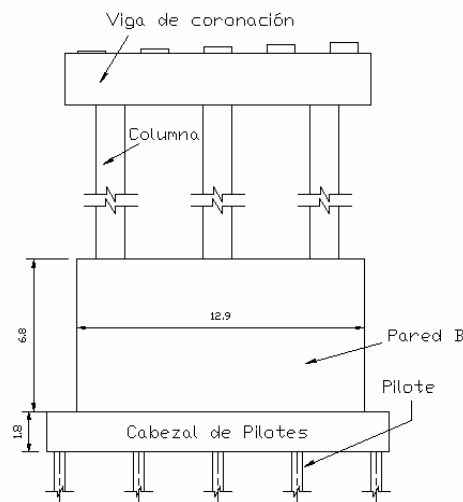
Figura 3.9 Refuerzo en las columnas para las pilastras sin pared



a) Vista en planta de una pilastra con fuste



b) Vista frontal de una pilastra con pared tipo A



c) Vista frontal de una pilastra con pared tipo B

Nota: Todas las dimensiones están en metros

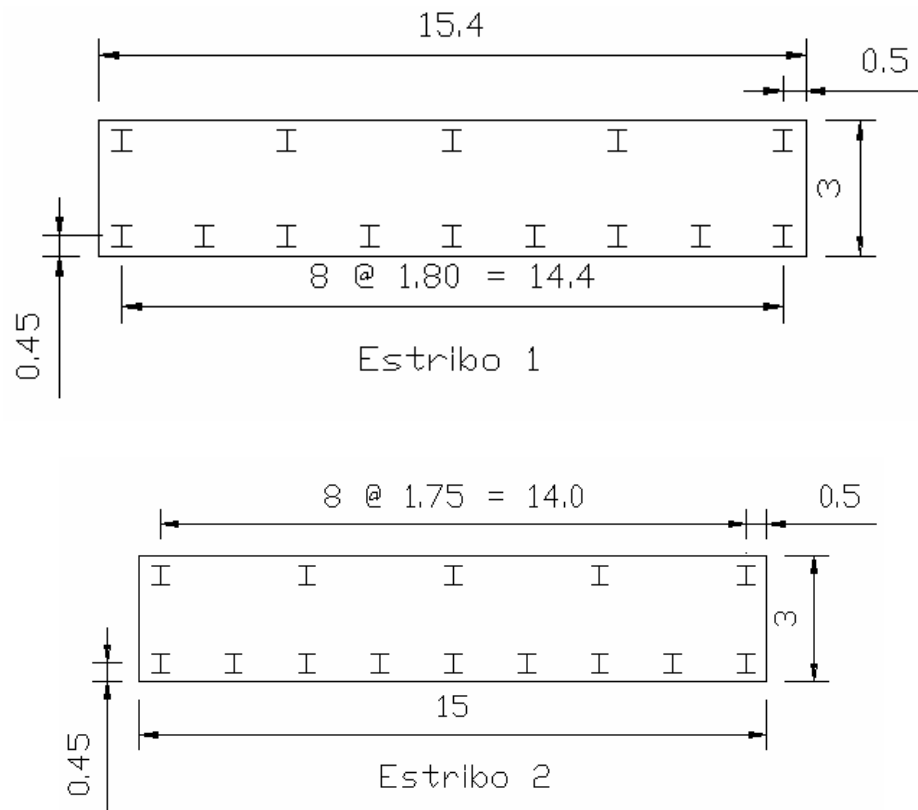
Figura 3.10 Dimensiones de las paredes tipo A y B

Tabla 3.1 Localización de las paredes tipo A y B

Pared	Pilastra
A	3 a 7 y 10 a 12
B	8 y 9

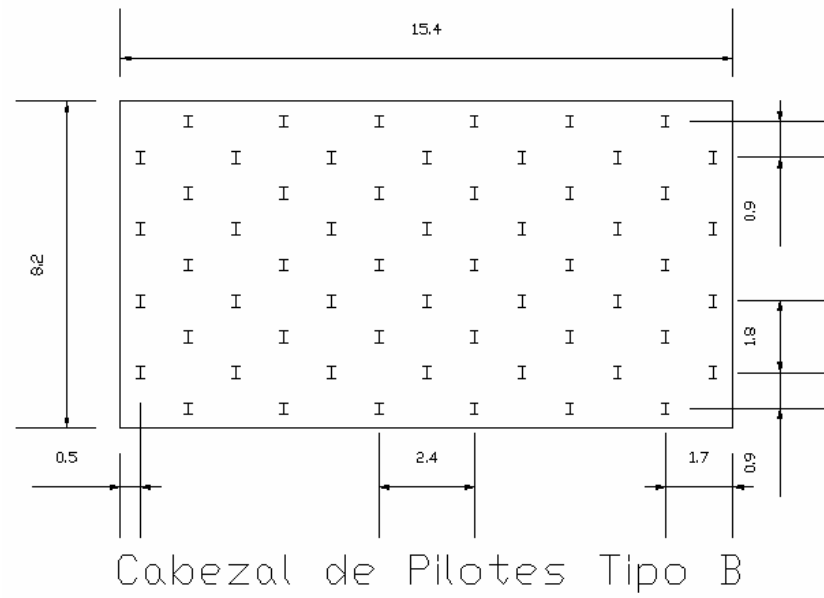
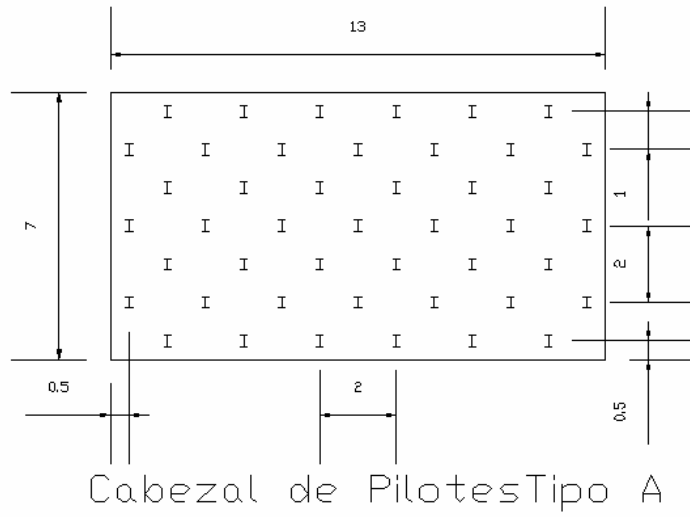
Tabla 3.2 Profundidad de los grupos de pilotes

Localización	Profundidad (m)
Estribo 1	28
Pilastra 1	23
Pilastras 2 a la 12	25
Pilastra 13	22
Estribo 2	29



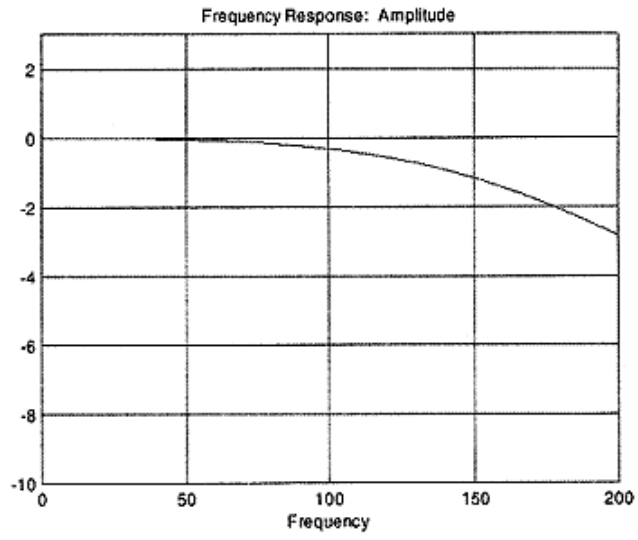
Nota: Todas las dimensiones están en metros

Figura 3.11 Arreglo del grupo de pilotes (H 14 x 89) en los estribos

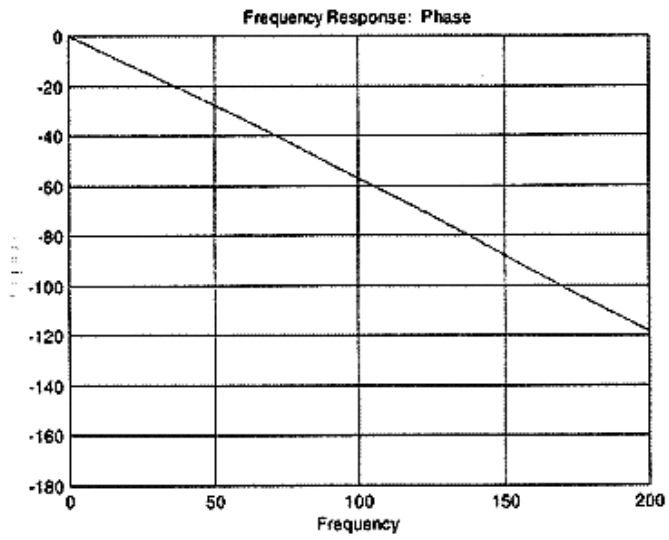


Nota: Todas las dimensiones están en metros

Figura 3.12 Arreglo del grupo de pilotes (H 14 x 89) en las pilastras



(a)



(b)

Figura 3.13 Gráficos de respuesta de amplitud y fase para el EpiSensor ES-U (Kinematics, Inc)

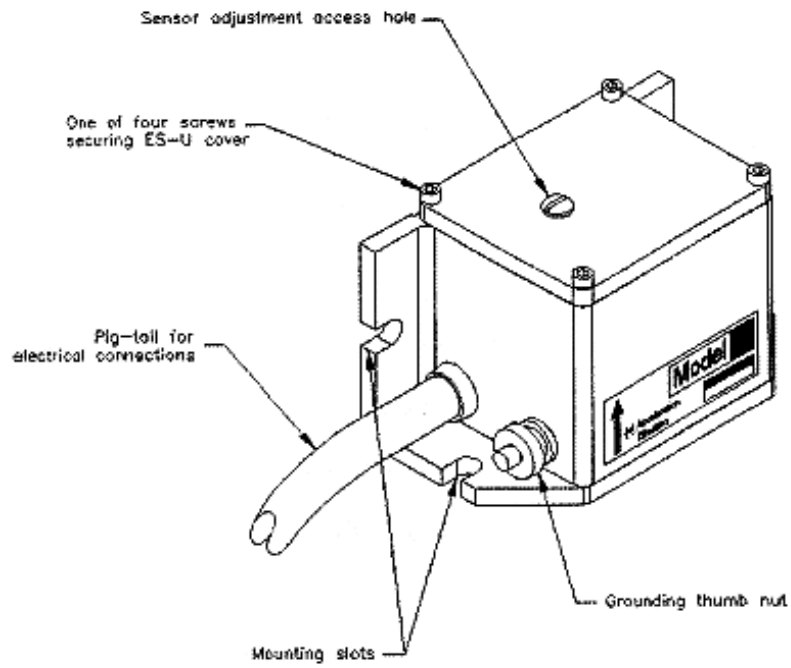


Figura 3.14 Acelerómetro uní axial ES-U (Kinematics, Inc)

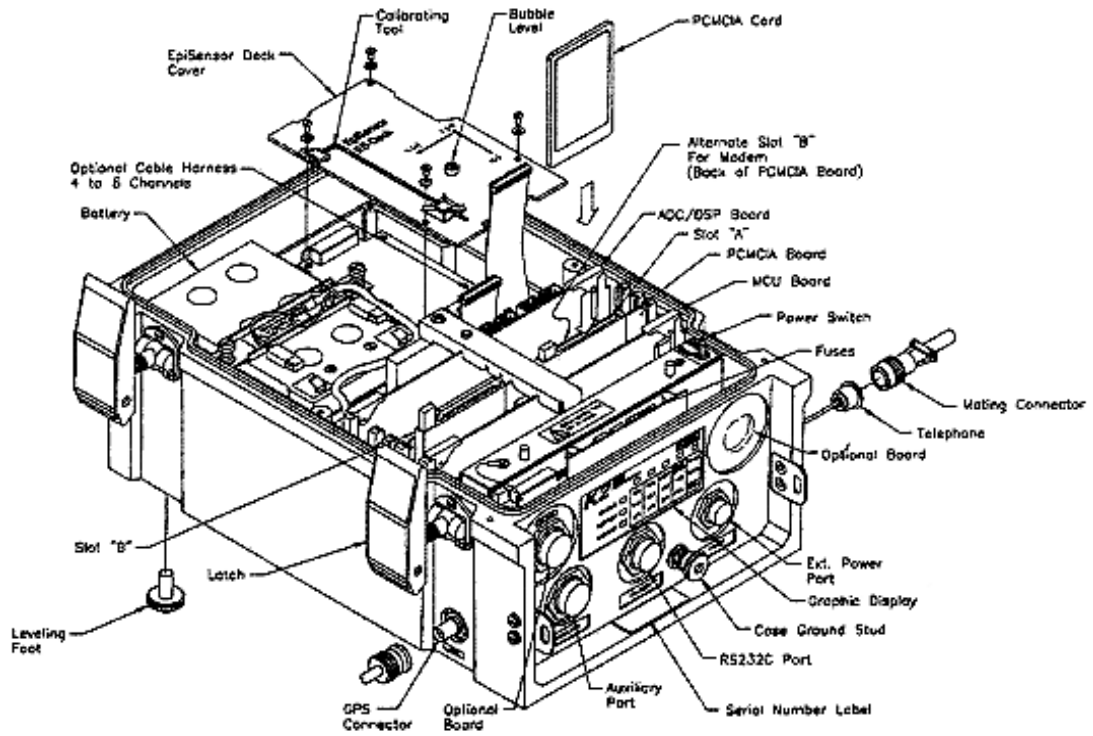


Figura 3.15 La grabadora digital Altus K2 (Kinematics, Inc)

Tabla 3.3 Localización y dirección de los acelerómetros instalados

Acelerómetro	Dirección	Localización
P1T	Transversal	centro del <i>capbeam</i> en pilastra 1
P3T	Transversal	centro del <i>capbeam</i> en pilastra 3
S3T	Transversal	centro de la losa en pilastra 3
K2T	Transversal	centro de la pared en pilastra 3
K2L	Longitudinal	centro de la pared en pilastra 4
K2V	Vertical	centro de la pared en pilastra 5
P4L	Longitudinal	centro del <i>capbeam</i> en pilastra 4
S4L	Longitudinal	lado exterior de la losa en pilastra 4
S5T	Transversal	lado exterior de la losa en pilastra 5
P7T	Transversal	centro del <i>capbeam</i> en pilastra 7
S7T	Transversal	lado exterior de la losa en pilastra 7
S7L	Longitudinal	lado exterior de la losa en pilastra 7
P9T	Transversal	centro del <i>capbeam</i> en pilastra 9
S9T	Transversal	lado exterior de la losa en pilastra 9
S9L	Longitudinal	lado exterior de la losa en pilastra 9
S10T	Transversal	lado exterior de la losa en pilastra 10
P12T	Transversal	centro del <i>capbeam</i> en pilastra 12
P12L	Longitudinal	centro del <i>capbeam</i> en pilastra 12
S12T	Transversal	centro de la losa en pilastra 12
K2T	Transversal	centro de la pared en pilastra 12
K2L	Longitudinal	centro de la pared en pilastra 12
K2V	Vertical	centro de la pared en pilastra 12
P13T	Transversal	Centro del <i>capbeam</i> en pilastra 13



Figura 3.17 Vista del acelerómetro ES-U instalado

Tabla 3.4. Localización de las registradoras Altus K2

<i>K2</i>	<i>Conecta</i>	<i>Localización</i>
1	JB3,JB4,JB7	centro del la pared en pilastra 3
2	JB9,JB12, JB12c	centro de la pared en pilastra 3



Figura 3.18 Vista del Altus K2 instalado

Tabla 3.5. Localización de las cajas de empalme

Junction Box	Conecta ES-U	Localización
JB 3	P1T,P3T,S3T	centro del <i>capbeam</i> en pilastra 3
JB 4	P4L,S4L,S5T	lado exterior del <i>capbeam</i> en pilastra 4
JB 7	P7T,S7T,S7L	lado exterior del <i>capbeam</i> en pilastra 7
JB 9	P9T,S7T,S9T	lado exterior del <i>capbeam</i> en pilastra 9
JB 12	S9L,S10T,P13T	lado exterior del <i>capbeam</i> en pilastra 12
JB 12c	P12L,P12T,S12T	centro del <i>capbeam</i> en pilastra 12



Figura 3.19 Vista de una caja de empalme instalada

CAPITULO 4

ESTUDIO DE SUELOS DEL PUENTE INSTRUMENTADO Y DESCRIPCION DE LOS PERFILES DE SUELO SELECCIONADOS PARA EL ANALISIS SISMICO DEL PUENTE SOBRE FUSTES BARRENADOS

4.1 INTRODUCCION

La respuesta sísmica de un puente depende del suelo en el que está cimentado. En la sección de diseño sísmico del código *AASHTO* (1996) se incorpora el efecto de las condiciones de suelo en la respuesta sísmica de la estructura mediante coeficientes de sitio. La importancia del coeficiente de sitio recae en que éste define la carga sísmica que será aplicada al puente. En el código *AASHTO* (1996) se definen cuatro perfiles de suelo para cada uno de los cuales se asigna un coeficiente de sitio distinto.

En este capítulo se presenta lo siguiente: (1) información del estudio de suelos del puente instrumentado; (2) la definición de los distintos tipos de suelo según el código *AASHTO* (1996); y (3) los perfiles de suelo seleccionados para realizar el análisis sísmico de un puente con pilastras tipo “*pile bent*” cimentado sobre fustes barrenados y provisto de juntas de expansión sísmica.

Con la información del estudio de suelos se pretende facilitar las herramientas para realizar el perfil de suelos existente en el puente instrumentado. Esta información junto con la instrumentación provee una base para un futuro estudio en el cual se calibre el modelo del puente existente presentado en el capítulo 5.1. Al final del capítulo se

describen y se clasifican, según el *AASHTO* (1996), los perfiles de suelo seleccionados para este estudio.

4.2 ESTUDIO DE SUELO DEL PUENTE SOBRE EL RIO INDIO

El estudio de suelo para este puente fue realizado por la compañía Soil Tech en el 1990. El informe de dicha investigación lo posee la Autoridad de Carreteras de Puerto Rico. Este reporte contiene los resultados del estudio del subsuelo existente en el puente instrumentado.

En el Apéndice A se proveen copias del estudio de suelos realizado en la zona del puente instrumentado. Las mismas incluyen la siguiente información:

1. Descripción del Proyecto
2. Investigación de Campo
3. Geología General
4. Datos de los Registros de Perforación
5. Localización del Proyecto
6. Perfil Generalizado del Subsuelo

4.3 SUELOS SELECCIONADOS PARA EL ANALISIS SISMICO DEL PUENTE SOBRE FUSTES BARRENADOS

La respuesta de una estructura ante un sismo depende de la rigidez, masa y amortiguamiento de la estructura y del suelo. Un terremoto puede ser causado por uno de los siguientes eventos: movimiento de placas tectónicas, volcanes, derrumbes y explosiones entre otros. Cada uno de estos eventos libera una gran cantidad de energía en forma de ondas sísmicas conocidas como ondas S y ondas P entre otras. A medida que estas ondas se alejan del epicentro se van atenuando, reduciendo a su vez la intensidad

del sismo. Debido a que el suelo es el medio por el cual las ondas se propagan la atenuación o magnificación de estas y la reducción en la intensidad del sismo va a depender de la calidad del suelo. En suelos blandos las ondas tienden a amplificarse y como resultado la estructura se ve sometida a aceleraciones mayores y sismos mas prolongados. Si la misma estructura estuviera fundada sobre un suelo más competente como por ejemplo roca, arenas densas o arcillas rígidas las aceleraciones serian de menor magnitud y duración.

El código de la *AASHTO* (1996) toma en consideración el efecto de las condiciones del suelo y localización de la estructura introduciendo un coeficiente de sitio (S) y un coeficiente de aceleración (A). El coeficiente S depende del perfil de suelo existente en el sitio. El perfil de suelo debe ser clasificado entre uno de los siguientes cuatro tipos de perfiles establecidos por el *AASHTO* (1996).

- 1) Perfil de Suelo Tipo I: Es un perfil con uno de los siguientes: 1) Cualquier tipo de roca caracterizada por una velocidad de onda de corte superior a 760 m/s, o por cualquier otro medio apropiado de clasificación; 2) Condiciones de suelo rígido en donde la profundidad del suelo no sobrepase los 60 m y los tipos de suelo sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.
- 2) Perfil de Suelo Tipo II: Es un perfil con arcilla rígida o condiciones no cohesivas profundas en donde la profundidad del suelo excede los 60 m y los tipos de suelo sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

- 3) Perfil de Suelo Tipo III: Es un perfil con arcillas blandas hasta medias rígidas y arenas, caracterizado por 9 m o más de arcillas suaves hasta medias rígidas con o sin estratos intermedios de arena u otros suelos no cohesivos.
- 4) Perfil de Suelo Tipo IV: Es un perfil con arcillas blandas o limos mayores a 12 m de profundidad. Estos materiales pueden estar caracterizados por una velocidad de onda de corte inferior a los 150 m/s y podrían incluir depósitos naturales o sintéticos sueltos.

En la Tabla 4.1 se muestra el coeficiente de sitio (S) para cada uno de los tipos de perfil de suelo. El coeficiente de aceleración (A) depende de la ubicación geográfica local. La Figura 4.1, tomada del *AASHTO* (1996) muestra los coeficientes de aceleración (A) en un mapa utilizando líneas de contorno para Estados Unidos y Puerto Rico. El valor de A para Puerto Rico es de 20/100 o sea 0.2.

Debido a que la magnitud y duración de las aceleraciones sobre una estructura dependen de la geografía y el tipo de suelo en el que esta cimentada la misma, cinco perfiles de suelo han sido seleccionados para analizar su efecto en el desempeño sísmico de los fustes barrenados y a su vez el de los puentes. En las Figuras 4.2 4.3 y 4.4 se muestran los cinco perfiles de suelos seleccionados para la investigación junto con las propiedades de los suelos y el nivel freático de cada uno de los perfiles. Estos perfiles fueron obtenidos de una investigación previa realizada por Virella (2000), los mismos provienen de estudios de suelo realizados en los municipios de Canóvanas, San Juan y Yabucoa. A continuación una breve descripción de los perfiles de suelo seleccionados para esta investigación y su clasificación según el *AASHTO* (1996):

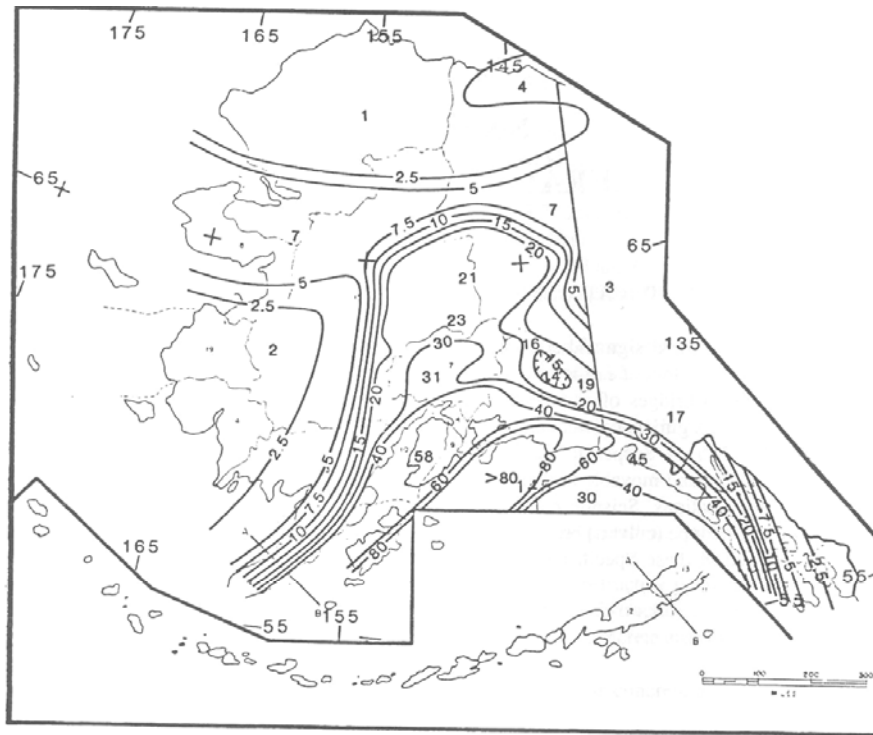
- 1) Perfil de Suelo #1: El perfil consiste de estratos de arcilla de consistencia mediana hasta dura con una profundidad de suelo que se presume sobrepasa los 60 m. Siguiendo la definición del *AASHTO* (1996) este perfil es clasificado como perfil de suelo tipo II.
- 2) Perfil de Suelo #2: Este perfil consiste de arcillas de consistencia blanda hasta dura con una profundidad de suelo que se presume excede los 60 m. Este perfil de suelo se clasifica tipo II según el código del *AASHTO* (1996).
- 3) Perfil de Suelo #3: El perfil se compone de arcillas de consistencia blanda hasta dura. Lo que diferencia este perfil del perfil #2 es el aumento en el espesor del estrato de arcilla blanda de 3.05m a 10.67 m. Este perfil de suelo se clasifica como tipo III según *AASHTO* (1996).
- 4) Perfil de Suelo #4: El perfil se compone de arcillas de consistencia blanda hasta dura cubiertas por un estrato de arena de consistencia mediana. El estrato de arcilla blanda tiene un espesor de 13.72 m por lo cual este perfil de suelo clasifica como tipo IV según *AASHTO* (1996).
- 5) Perfil de Suelo #5: Este perfil es una variación del perfil de suelo #4. En este perfil el estrato de arena no esta presente. El propósito de esta variación es investigar el efecto que tiene el descartar el estrato de arena. El perfil de suelo según la clasificación del *AASHTO* (1996) es tipo IV.

En la Tabla 4.2 se resumen las propiedades mecánicas de los estratos que componen los cinco perfiles de suelo utilizados para este estudio. Los valores de resistencia al corte no-drenada, Angulo de fricción interna y peso unitario saturado de cada estrato son los utilizados por Virella (2000). Los valores del módulo de reacción

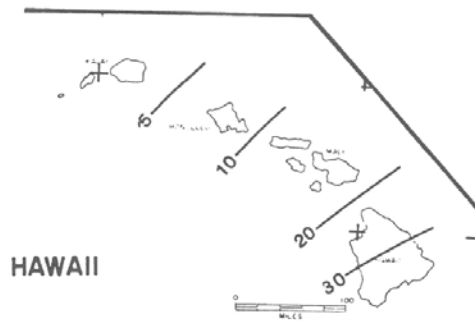
subrasante (k_s) y de (ϵ_{50}) se obtuvieron utilizando las correlaciones empíricas sugeridas por Reese et al. (2003) para arenas y arcillas las cuales se muestran en las Tablas 4.3 a 4.6.

Tabla 4.1 Coeficiente de sitio S, *AASHTO* (1996)

Tipo de Perfil de Suelo	S
I	1
II	1.2
III	1.5
IV	2



ALASKA



HAWAII



PUERTO RICO

Figura 4.1 Coeficientes de aceleración (A) para Estados Unidos y Puerto Rico (AASHTO, 1996)

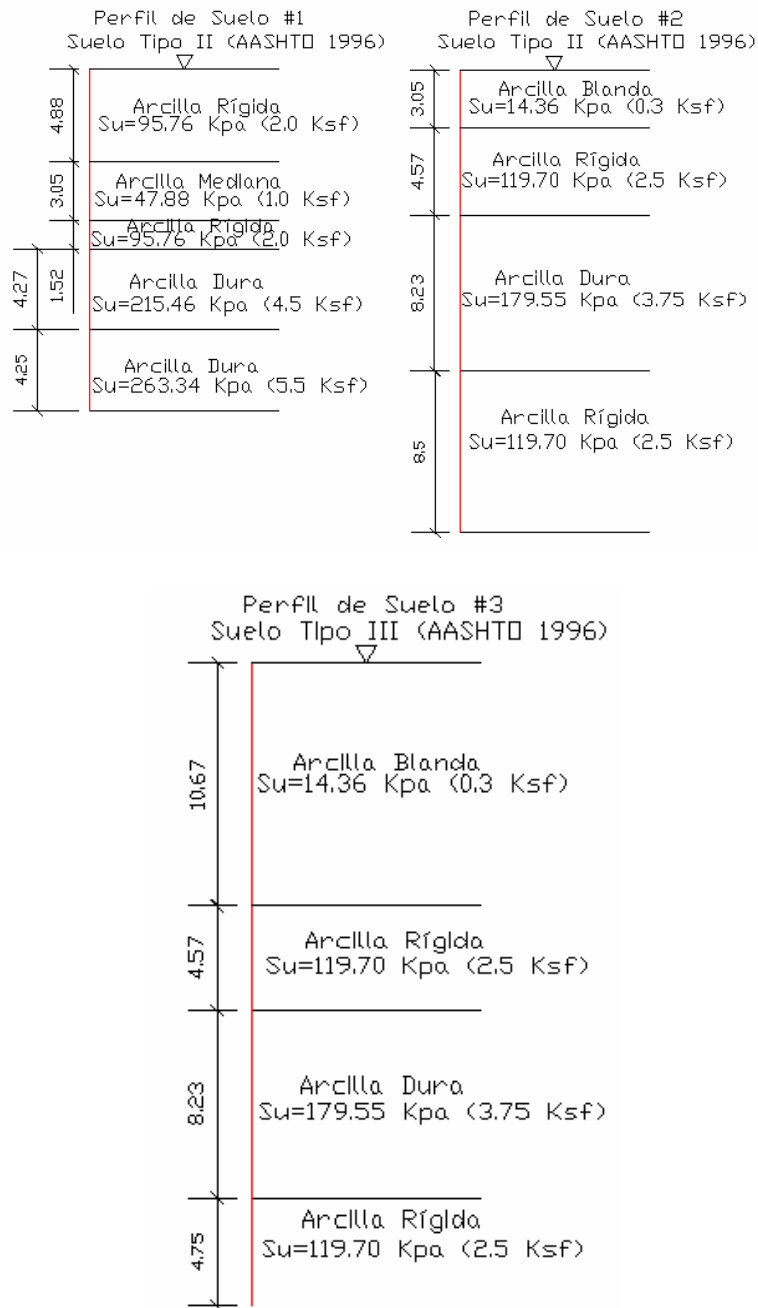


Figura 4.2 Propiedades y clasificación según AASHTO (1996) de los perfiles de suelo I, II y III seleccionados para la investigación (Virella, 2000)

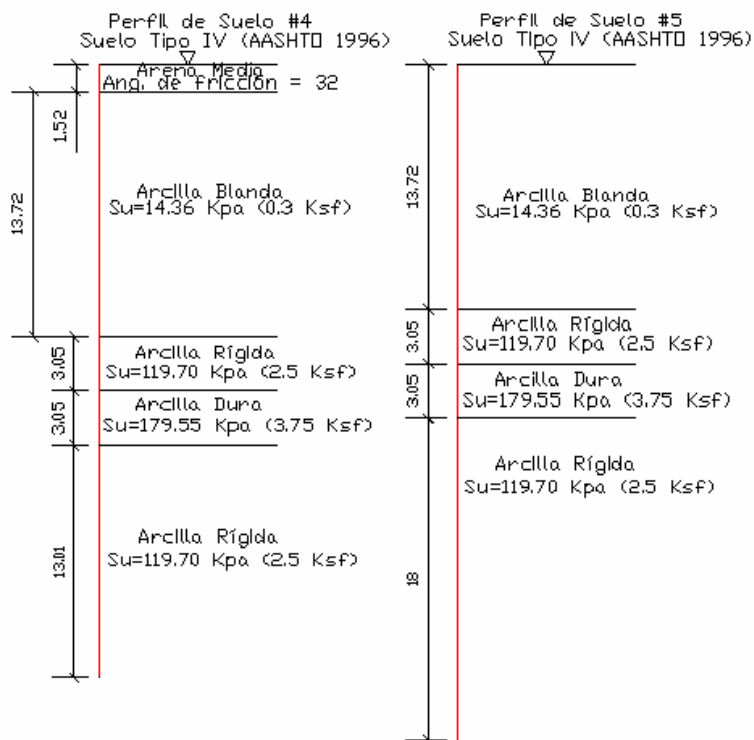


Figura 4.3 Propiedades y clasificación según AASHTO (1996) de los perfiles de suelo IV y V seleccionados para la investigación (Virella, 2000)

Tabla 4.2 Propiedades mecánicas de los estratos que componen los 5 perfiles de suelo

Descripción	Resistencia al corte no-drenada Su (Kpa)	Módulo de reacción subrasante Ks (KN/m ³)	Peso unitario γ (KN/m ³)	ϵ_{50}	Ángulo de fricción interna Φ
Arcilla blanda	14.36	8140	16.04	.02	---
Arcilla mediana	47.00	27150	20.44	.01	---
Arcilla rígida	95.76	136000	20.44	.007	---
Arcilla rígida	119.70	271000	20.44	.005	---
Arcilla dura	179.55	271000	20.44	.005	---
Arcilla dura	214.46	543000	20.44	.005	---
Arcilla dura	263.34	543000	20.44	.004	---
Arena media	---	16300	16.04	---	32

Tabla 4.3 Valores del módulo de reacción subrasante (ks) para arenas, Reese et al.

(2003)

Densidad Relativa	Arena Sumergida	Arena sobre FN.
Suelta	5430 KN/m ³	6790 KN/m ³
Media	16300 KN/m ³	24430 KN/m ³
Densa	33900 KN/m ³	61000 KN/m ³

Tabla 4.4 Valores del módulo de reacción subrasante (k_s) para arcillas, Reese et al. (2003)

Tipo de Arcilla	s_u (KPa)	Estático (KPa)	Cíclico (KPa)
Blanda	12 a 24	8140	--
Media	24 a 48	27150	--
Rígida	48 a 96	136000	54300
Muy Rígida	96 a 192	271000	108500
Dura	192 a 383	543000	217000

Tabla 4.5 Valores de ϵ_{50} para arcillas, Reese et al. (2003)

Consistencia de la Arcilla	ϵ_{50}
Blanda	0.02
Media	0.01
Rígida	0.005

Tabla 4.6 Valores de ϵ_{50} para arcillas rígidas, Reese et al. (2003)

s_u (Kpa)	ϵ_{50}
50 a 100	0.007
100 a 200	0.005
300 a 400	0.004

CAPITULO 5

MODELO MATEMATICO DEL PUENTE INSTRUMENTADO

5.1 INTRODUCCION

El modelo matemático de una estructura es imprescindible para el análisis de la misma. Cuando el modelo estructural logra reproducir el comportamiento experimentalmente observado en la estructura se puede decir que el modelo ha sido calibrado. Una vez el modelo de una estructura ha sido calibrado es posible analizar y predecir el comportamiento de la estructura bajo condiciones similares a las experimentales.

Como parte de esta investigación se ha realizado un modelo matemático del puente instrumentado presentado en el capítulo 3 con el propósito de obtener en un futuro estudio las propiedades dinámicas de la estructura. Debido a que las cargas ambientales a las cuales está expuesto el puente no producen una deformación permanente en la estructura, se consideró adecuado realizar un modelo estructural lineal del puente. El modelo tridimensional se realizó utilizando el programa SAP 2000, versión 7.21. Este programa es utilizado para el análisis estático y dinámico de estructuras utilizando elementos finitos.

En este capítulo se presenta el modelo estructural realizado para representar el puente existente instrumentado. Información sobre los tipos de elementos finitos asignados a cada elemento estructural, propiedades de los materiales y condiciones de borde serán presentados en este capítulo. Sin embargo, la calibración del modelo

estructural está fuera del alcance de este estudio. El modelo utilizado para este estudio está basado en una simplificación del modelo presentado en este capítulo. En el capítulo 7 se describe el modelo utilizado para este estudio y se discuten los cambios realizados al modelo del puente instrumentado.

1.2 MODELO 3D ELÁSTICO EN ELEMENTOS FINITOS

El Puente sobre el río del indio es de hormigón armado y se compone de catorce luces que descansan sobre trece pilastras y dos estribos. La losa del puente es continua excepto sobre las pilastras cuatro, ocho y once en donde hay juntas de expansión. La losa es sostenida por cinco vigas AASHTO TIPO VI. Las pilastras se componen de una viga de coronación y tres columnas que descansan sobre uno de los siguientes: (1) un grupo de pilotes atados a un cabezal; (2) una pared que se encuentra sobre el cabezal del grupo de pilotes.

El modelo se presenta en la Figura 5.1 y se compone de 3893 elementos de pórtico y 1988 elementos de cáscara. En las próximas secciones se describen las propiedades y elementos finitos asignados a cada uno de los componentes estructurales del puente.

5.2.1 Losa

Para modelar la losa se utilizó el elemento de cáscara con comportamiento de membrana y flexión el cual pasa por un plano que coincide con la superficie media de la losa. Enlaces rígidos son utilizados para unir el centroide de la losa con el centroide del tope del ala en la viga. La losa del puente tiene un espesor de 0.2 m. El modulo de elasticidad y la resistencia del hormigón asignados a todo el puente es de 24821130 KN/m² (3600 Ksi) y 27579 KN/m² (4 Ksi) respectivamente. El área e inercia de todos los

elementos del puente se asignaron asumiendo que no existen grietas en las secciones de los mismos. En la figura 5.2 se presenta el modelo de una losa en elementos finitos.

5.2.2 Vigas AASHTO

Para modelar las vigas se utilizaron elementos de cáscara y de pórtico. El alma de la viga se modeló utilizando elementos de cáscara mientras que el ala del tope y de la base se modelaron utilizando elementos de pórtico. Las geometrías de los elementos de la viga en el modelo se seleccionaron de manera tal que el centroide y la inercia de la misma coincidieran con el centroide e inercia de la viga en la estructura. La Figura 5.3 muestra el modelo de las vigas con sus elementos de pórtico y cáscara. La base de la viga sobre las pilastras y el tope del soporte elastomérico están unidos por enlaces rígidos.

5.2.3 Enlaces Rígidos

Las propiedades de estos elementos de pórtico fueron obtenidas mediante un estudio de convergencia en el cual la rigidez de este elemento era incrementada hasta obtener desplazamientos relativos iguales a cero entre nodos adyacentes. Estos elementos tienen asignados un peso unitario despreciable. Este elemento se utiliza para modelar la unión monolítica de dos elementos estructurales asegurando que el desplazamiento de estos elementos sea el mismo. En la Figura 5.4 se presenta la unión entre la losa y el tope de una viga AASHTO mediante el uso de enlaces rígidos.

5.2.4 Soportes Elastoméricos

Para los soportes elastoméricos se asignaron elementos de pórtico en el modelo. Las propiedades asignadas del material fueron obtenidas de un reporte basado en las especificaciones de la AASHTO (1996) realizado por Nur et al. (2000). En el puente estudiado los cojinetes elastoméricos son tipo II, en la tabla 5.1 se presentan las

propiedades asignadas a los cojinetes. En la figura 3.6 se ilustran las dimensiones de los soportes elastoméricos. El grado de libertad rotacional en la dirección longitudinal del puente fue liberado en la base del cojinete. Un enlace rígido une la base del soporte con el centroide de la viga de coronación como se muestra en la Figura 5.5. Enlaces rígidos unen también las columnas con la superficie media de la viga de coronación y la pared como se ilustra en la Figura 5.6.

5.2.5 Pilastra

La viga de coronación de la pilastra se modeló utilizando un elemento de pórtico. A excepción de las pilastras con juntas de expansión (pilastras 4, 8 y 11) el resto de las pilastras están unidas a la cubierta mediante los diafragmas. Estos diafragmas conectan de forma continua la viga de coronación con las vigas y la losa sobre la pilastra. Los diafragmas se modelaron con elementos de cáscara. Para representar esta continuidad nodos de coacción (“constraints”) fueron asignados, según se ilustra en la Figura 5.7, a los grados de libertad de traslación en los nodos de la viga de coronación y de la base de las vigas AASHTO Tipo VI en las direcciones longitudinal y transversal del puente.

Las columnas se representaron con 3 elementos de pórtico según estipula el manual del código AASHTO para columnas largas y flexibles. Los dos tipos de pared que se encuentran sobre los cabezales de pilotes excepto en las pilastras 1, 2 y 13 fueron modelados con elementos de pórtico. Los cabezales de los grupos de pilotes también fueron modelados con elementos de pórtico. Enlaces rígidos unen estos elementos de pórtico como se muestra en la Figura 5.6.

5.2.6 Estribos

Las paredes de los estribos se modelaron utilizando elementos de cáscara con comportamiento membranal y flexional. Los elementos de cáscara fueron ubicados en un plano que pasa a través de la superficie media de la pared. La Figura 5.8 muestra los elementos de cáscara utilizados para modelar las paredes de los estribos.

5.2.7 Parapetos

La masa de los parapetos fue asignada a los nodos exteriores de la losa según el área tributaria de los parapetos. En la Figura 5.9 se indican los nodos en una losa a los cuales se le asignó la masa de los parapetos. Esta masa fue asignada a los grados de libertad de traslación en las direcciones longitudinal, transversal y vertical según estipula el código AASHTO (1996).

5.2.8 Grupos de Pilotes

La interacción suelo fundación no fue incorporada en este modelo. En el modelo se asumió una condición de empotramiento perfecto a nivel del cabezal de pilotes según se muestra en la Figura 5.10. Se recomienda utilizar el estudio de suelos provisto en el apéndice a para en un futuro estudio considerar la interacción suelo fundación en el modelo de este puente.

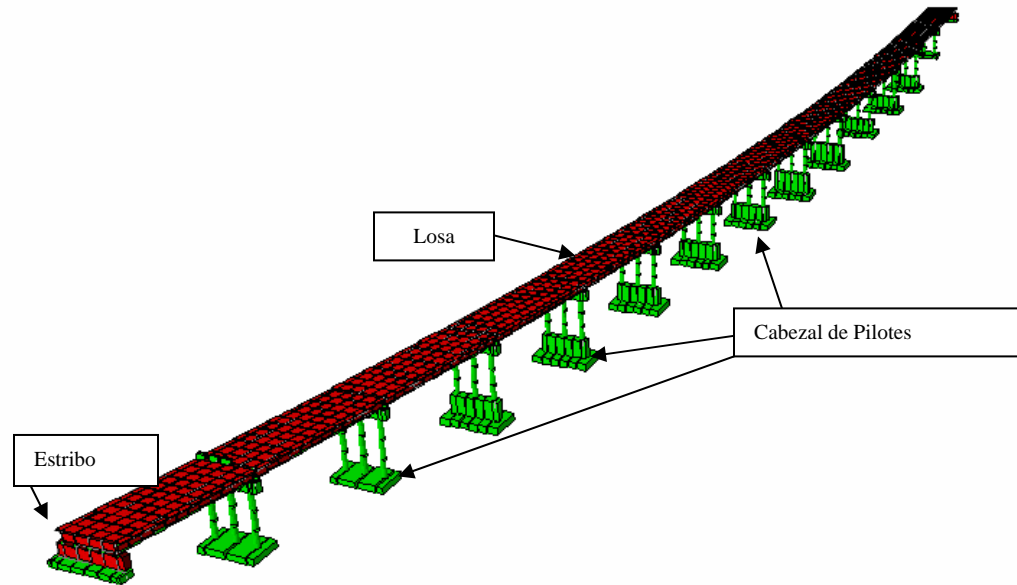


Figura 5.1 Modelo del Puente sobre el río Indio

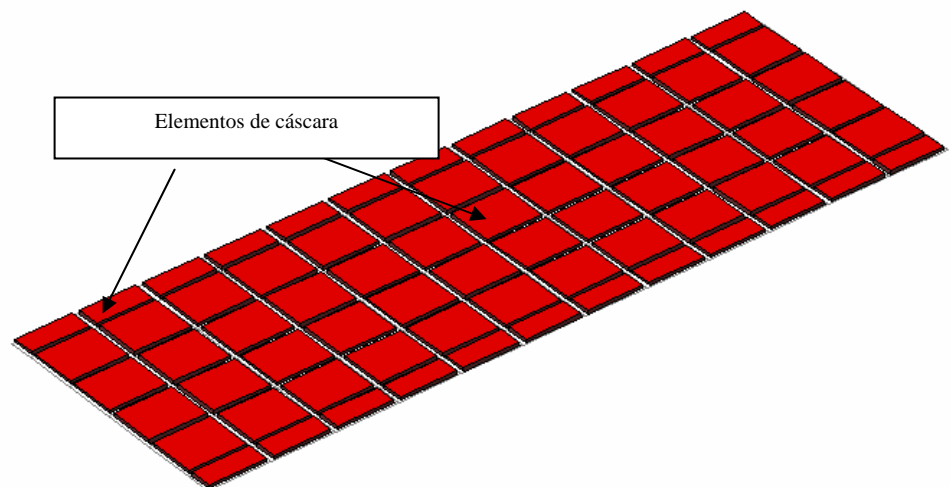


Figura 5.2 Vista de la losa en elementos finitos del modelo 3D

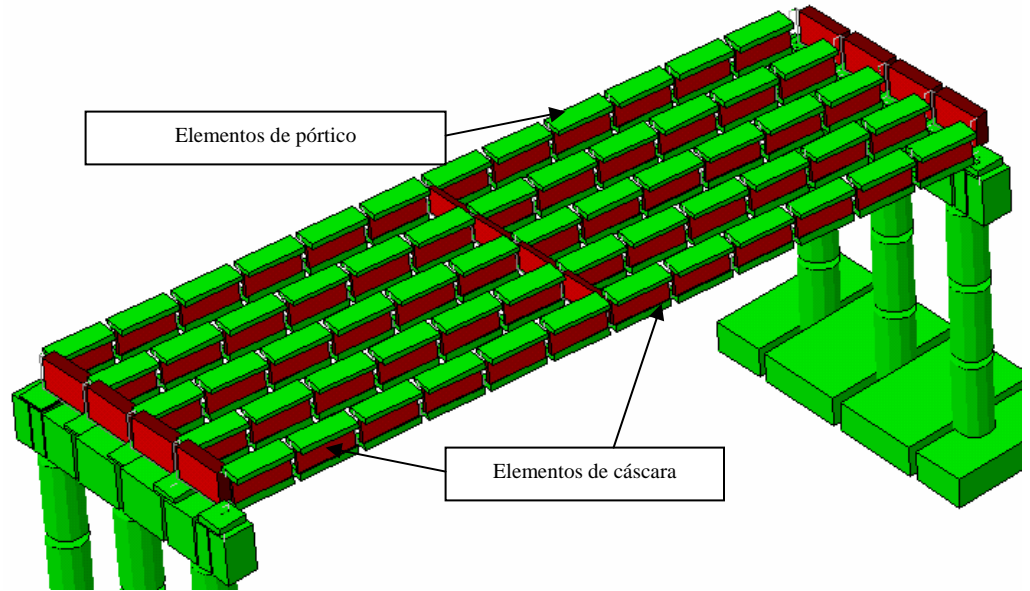


Figura 5.3 Elementos que componen la viga AASHTO Tipo VI

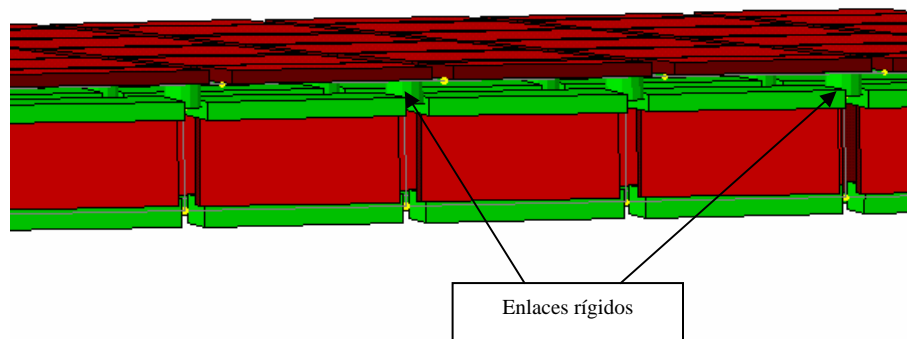


Figura 5.4 Unión entre la losa y viga mediante los enlaces rígidos

Tabla 5.1: Rigidez y otros parámetros de los soportes elastoméricos

Rigidez y otros parámetros	Tipo de soporte elastomérico			
	II	III	IV	V
I_y (mm ⁴)	2.52×10^8	2.15×10^8	4.64×10^8	8.33×10^8
G (Mpa)	0.76	0.76	0.76	0.76
E_c (Mpa)	267	297	285	317
k_x (KN/mm)	656	882	896	1309
k_z (KN/mm)	1.87	2.25	2.38	3.13
k_{Ry} (KN/mm)	2.28×10^6	2.33×10^6	3.95×10^6	7.04×10^6

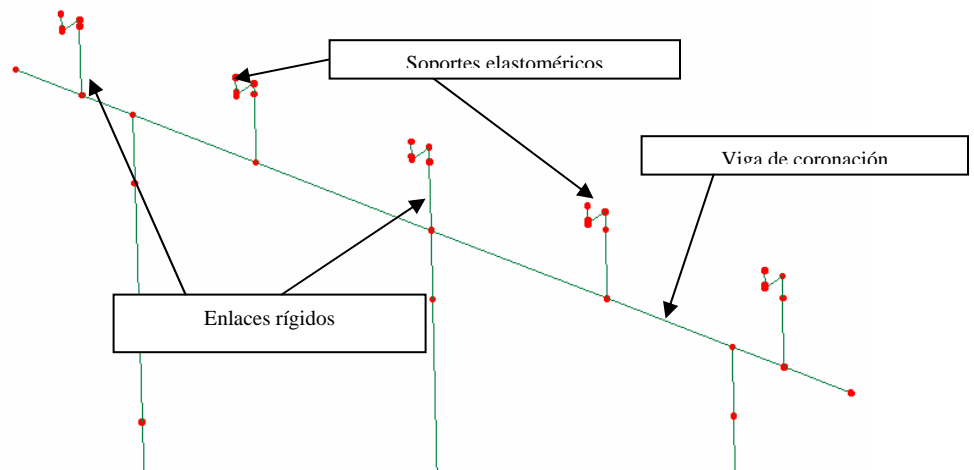


Figura 5.5 Enlace rígido entre la base del soporte y la viga de coronación

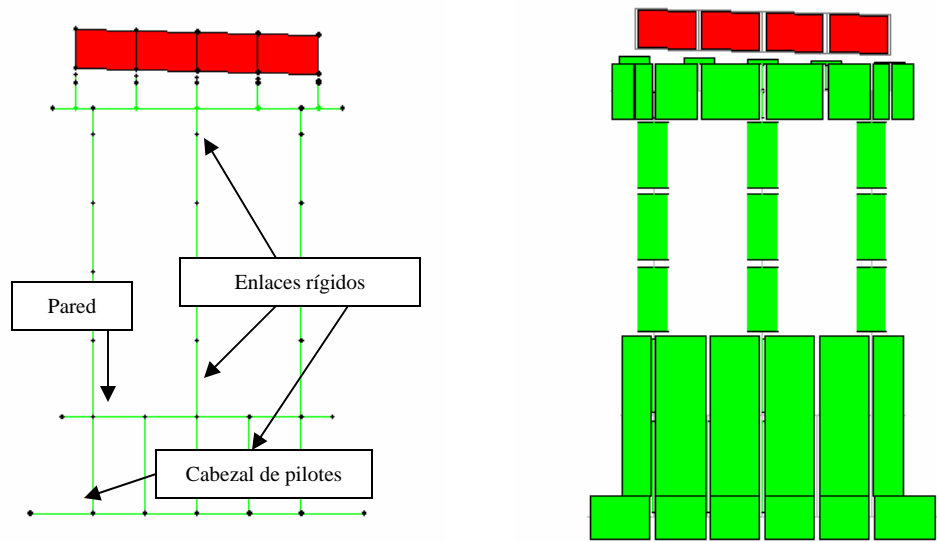


Figura 5.6 Elementos de pórtico en la pilastra 9 del modelo 3D

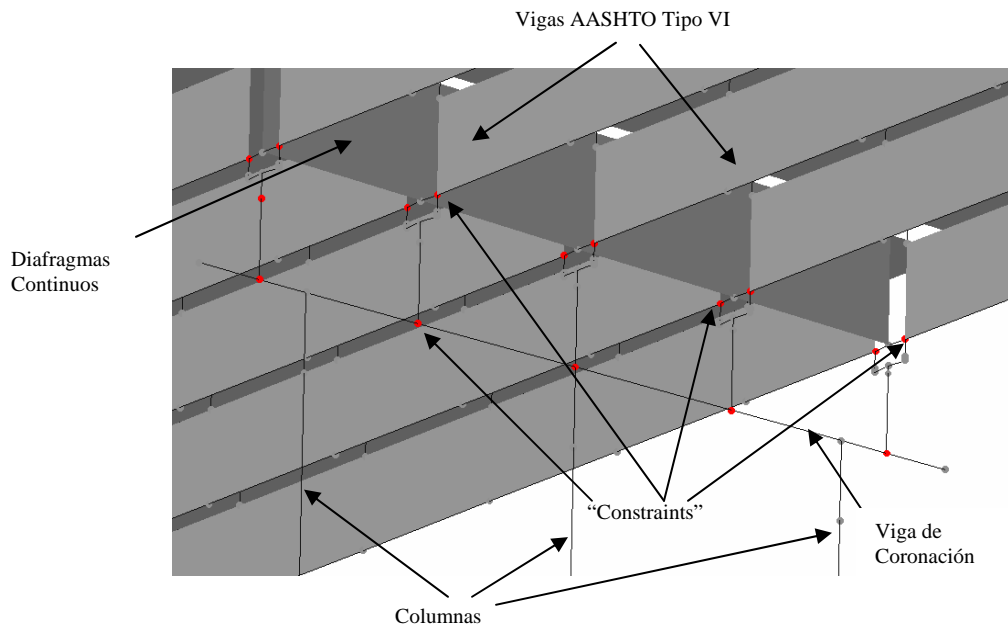


Figura 5.7. “Constraints” en la viga de coronación y en la base de las vigas AASHTO Tipo VI para las pilastras fijas a la cubierta

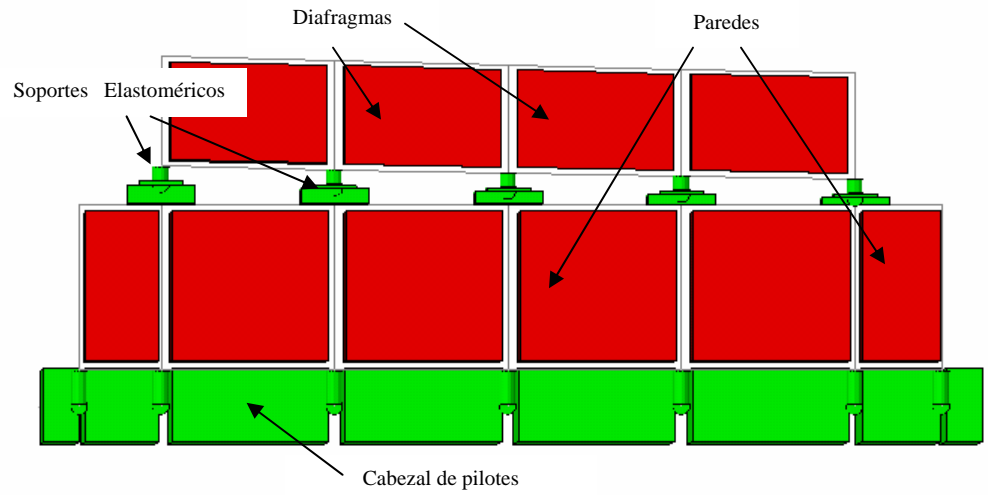


Figura 5.8 Elementos de carcasa utilizados en los estribos

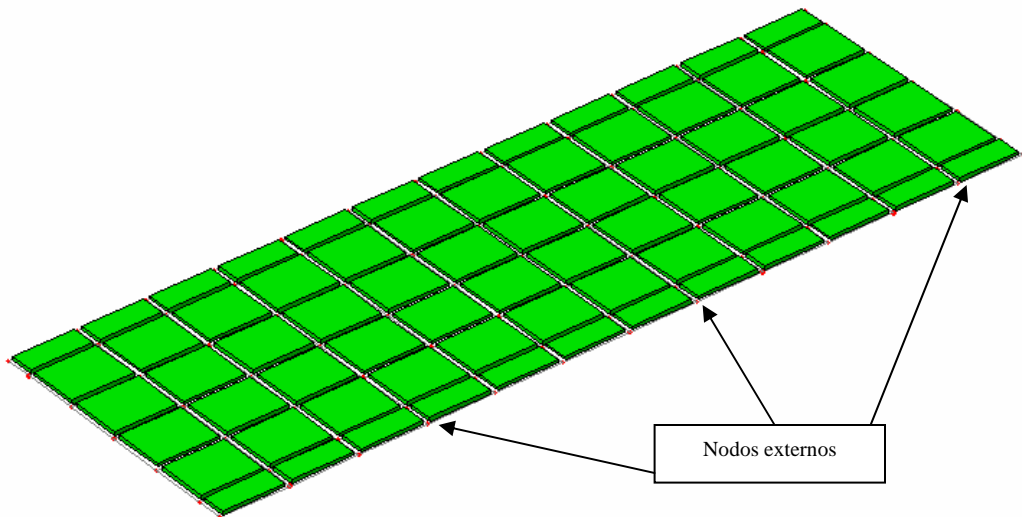


Figura 5.9 Nodos en losa con masa asignada de los parapetos

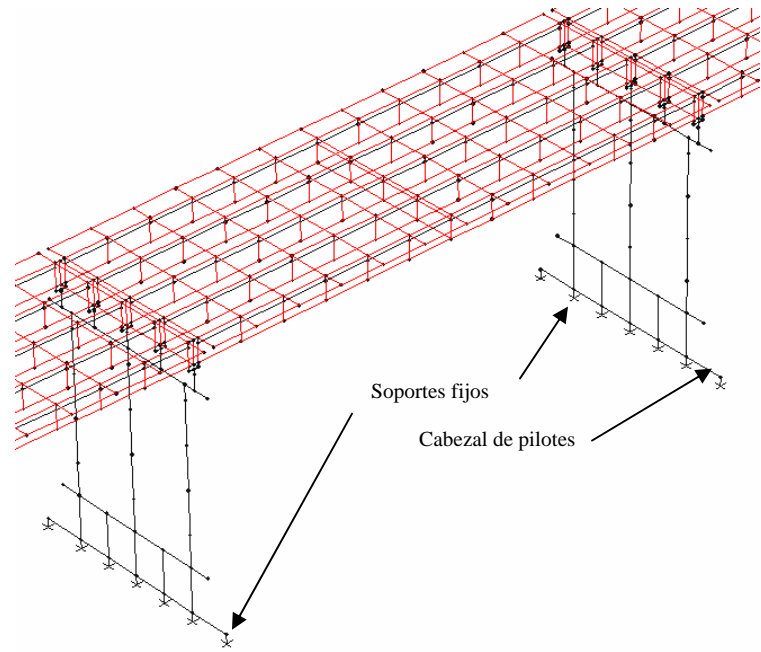


Figura 5.10 Condición de empotramiento perfecto a nivel del cabezal de pilotes

CAPITULO 6

RIGIDEZ DEL SUELO-FUSTE BARRENADO

INTRODUCCION

Las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica de una estructura son dependientes de la rigidez provista por la fundación y el suelo que le sostiene. El movimiento sísmico, el tipo de suelo sobre el cual está cimentada la estructura y las características no-lineales del suelo y de la estructura afectan la flexibilidad y la demanda sísmica de la misma. Conciente de esto el código *AASHTO* definió diferentes espectros de respuesta para cinco tipos de suelos que van desde rígidos hasta blandos. Es por esto que una estimación realística de la rigidez suelo-fundación y su subsiguiente implementación en el modelo es importante.

En la práctica la rigidez del suelo-fundación, en la mayoría de las situaciones es representada en forma simple por un modelo lineal. Aunque varios investigadores encontraron adecuados los modelos que representan la rigidez del suelo en forma lineal, Budek *et al.* (2000), Virella (2000) propusieron un límite dentro del cual la interacción suelo fundación lineal es conservadora para los fustes barrenados y pilotes respectivamente. Varios investigadores han concluido que la evaluación sísmica de la fundación requiere más atención e investigación, por ejemplo, Kawashima *et al.* (1995), Budek *et al.* (2000) y McManus y Alabaster (2004).

En este capítulo se presentan diversas metodologías para modelar la rigidez suelo-fundación en una estructura. Un resumen de la teoría sobre la capacidad axial, capacidad lateral y el efecto de grupo de la fundación es presentado. Se presenta además una

descripción de las opciones utilizadas del programa GROUP 6.0 (Ensoft, Inc.) para esta investigación.

6.2 METODOLOGIAS PARA MODELAR LA RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN

En la práctica la respuesta de los fustes barrenados a cargas externas es estudiada mediante resortes lineales y no lineales que idealizan el comportamiento del suelo. Estos resortes representan las características de fuerza desplazamiento del suelo mediante las curvas p-y. Varias curvas han sido desarrolladas por diferentes autores siendo las recomendadas por Reese et al. (1974) para arenas y Matlock (1970) para arcillas las más comúnmente utilizadas (Reese et al. 2003). Otro método popular es el desarrollado por Terzaghi (1955) en el cual se recomiendan valores del módulo de reacción subrasante (k_s) para caracterizar el suelo. Este método es conocido como la teoría del módulo de reacción subrasante lineal y según Lam et al. (1991) éste es capaz de representar apropiadamente la rigidez del pilote. Otra alternativa es la idealización del suelo como un continuo elástico desarrollada por Poulos y David (1980).

Una vez la respuesta del pilote es estimada utilizando uno de los métodos anteriormente mencionados, la rigidez del suelo-fundación tanto para los pilotes como para los fustes barrenados es comúnmente modelada utilizando uno de los tres métodos siguientes: 1) matriz de rigidez acoplada de la fundación, 2) viga en voladizo equivalente, y 3) matriz de rigidez no acoplada de la fundación. Lam y Martin (1986) brindan una discusión más detallada sobre estos métodos.

6.2.1 Matriz de Rigidez Acoplada de la Fundación

Este método es el más general de los tres pues puede aplicarse a cualquier tipo de fundación. En el mismo la rigidez del fuste es representada por una matriz 6×6 como se

muestra en la Figura 6.1. Esta matriz representa la rigidez asociada a los seis grados de libertad en coordenadas locales correspondientes al cabezal del pilote mostrados en la Figura 6.2. Los términos diagonales de la matriz están asociados a la rigidez de los grados de libertad traslacionales y rotacionales del fuste en los ejes X, Y, y Z. Los términos fuera de la diagonal corresponden al acoplamiento que existe entre los grados de libertad de traslación y rotación del fuste. El acoplamiento entre los grados de libertad traslacionales y rotacionales sugiere que una fuerza no sólo genera una traslación sino que hay una rotación asociada a la misma. De igual manera un momento generará una traslación además de la rotación. En un pilote vertical la rigidez axial y torsional se consideran desacopladas por lo cual los términos correspondientes fuera de la diagonal son cero. Lo anterior surge de la suposición validada y discutida por Parker y Reese (1971) de que no existe una interacción entre el comportamiento axial y el comportamiento lateral de un pilote o fuste. Esto implica que una fuerza, momento o deformación en la dirección axial del pilote no es afectada por una fuerza, momento o deformación en la dirección lateral del pilote y viceversa. Una vez son obtenidos cada uno de los términos en la matriz, éstos son implementados en el modelo mediante resortes equivalentes.

Según PoLam et al. (1998) un grupo de fustes barrenados en comparación con los grupos de pilotes exhiben una mayor flexibilidad traslacional y rotacional además de presentar un alto grado de flexibilidad a causa del acoplamiento. Esto se debe a que en la mayoría de las ocasiones la cantidad de fustes barrenados utilizada para sustituir un grupo de pilotes es menor a la cantidad de pilotes reemplazados. Son estas características en la rigidez de los fustes barrenados las que influyen grandemente la respuesta dinámica en

una estructura. Este método resulta el más apropiado para modelar cualquier tipo de fundación, en especial si son fustes barrenados.

6.2.2 Viga en Voladizo Equivalente

En este método la rigidez del suelo-fundación es incorporada mediante una viga en voladizo equivalente. El *California Department of Transportation Design Manual* (Caltrans, 1990) sugiere un procedimiento simple para este método. El procedimiento se basa en obtener el largo equivalente de la viga en voladizo relacionando el conteo de golpes de la prueba de penetración estándar (*SPT*) con el número de diámetros necesarios para un empotramiento efectivo. Las Figuras 6.3 y 6.4 muestran esta relación para las arcillas y arenas, respectivamente.

Otro procedimiento es el sugerido por Buckle et al. (1987), mediante el cual por medio de ecuaciones se obtienen en los largos de empotramiento L_S y L_M . En la tabla 6.1 se muestran las ecuaciones para suelos cohesivos y no cohesivos. En la figura 6.5 se presenta una ilustración del método.

Donde:

L_S = largo de empotramiento requerido para obtener un desplazamiento

cercano a cero en la base de la viga equivalente

L_M = largo de empotramiento requerido para que el momento sea máximo en la

base de la viga equivalente

E = módulo de elasticidad del pilote

I = momento de inercia del pilote

k_h = módulo del suelo para suelos cohesivos

n_h = módulo del suelo para suelos no cohesivos

6.2.3 Matriz de rigidez no acoplada de la fundación

A diferencia del método de la matriz de rigidez acoplada, en éste no se incorpora el acoplamiento entre los grados de libertad traslacionales y rotacionales. Para obtener la matriz de rigidez sólo serán necesarios los términos de la diagonal. Este método incorpora la rigidez del suelo-fundación mediante resortes equivalentes traslacionales y rotacionales asignados al cabezal del fuste o pilote como se muestra en la Figura 6.6.

Debido a que en el caso de fundaciones profundas existe un acoplamiento evidente y significativo entre la rigidez traslacional y rotacional la aplicación de este método debe limitarse a fundaciones superficiales o grupos de pilotes pequeños.

6.3 CAPACIDAD AXIAL DEL FUSTE BARRENADO

La rigidez axial de un fuste se asume que no tiene una interacción con la rigidez lateral como se explicó anteriormente. Sin embargo la rigidez o capacidad axial son dependientes de la longitud, diámetro del fuste y condiciones del suelo.

Los fustes barrenados son utilizados para soportar diversos escenarios de cargas. Un fuste puede estar sometido a cargas verticales de compresión y o tensión, cargas laterales, cargas torsionales o cualquier combinación de éstas. Debido a que a diferencia de los pilotes hincados los fustes barrenados tienen diámetros mucho mayores, éstos son mayormente utilizados para soportar cargas verticales.

La capacidad axial de un fuste barrenado proviene de las resistencias friccional y de punta del pilote. Una forma de obtener la capacidad del pilote es realizando una prueba de carga axial para obtener una curva de carga vs. asentamiento como la mostrada en la Figura 6.7. Según se observa en la Figura 6.7 esta relación es no lineal. Esta opción resulta costosa por lo que varios investigadores han desarrollado métodos analíticos para

obtener la capacidad axial de un fuste. En esta sección se presenta uno de los métodos utilizado para obtener la capacidad axial de un fuste barrenado.

La capacidad axial de un fuste barrenado en compresión es generalmente calculada mediante la siguiente ecuación:

$$R_{TN} = \Sigma R_{SNi} + R_{BN} = \pi B \Sigma \Delta z_i f_{maxi} + (\pi B^2/4) q_{max} \quad (6.1)$$

Para un fuste barrenado en tensión puede ser utilizada la siguiente ecuación:

$$R_{TN} = \Sigma R_{SNi} + W' = \pi B \Sigma \Delta z_i f_{maxi} + W' \quad (6.2)$$

La carga permitida para un fuste barrenado es:

$$R_A = R_{TN}/F \geq Q \quad (6.3)$$

Donde:

R_{TN} = capacidad axial ultima del fuste barrenado

R_{BN} = capacidad ultima neta de apoyo (“end bearing”)

ΣR_{SNi} = sumatoria de la capacidad última de resistencia friccional de i estratos

W' = peso del fuste barrenado

B = diámetro del fuste barrenado

Δz_i = espesor del estrato i

f_{maxi} = resistencia friccional unitaria del estrato i

q_{max} = resistencia de la base

R_A = carga axial permitida

Q = carga nominal aplicada

F = factor de seguridad

F = de 2.3 a 3.5 para puentes principales

En la Figura 6.8 se muestra el mecanismo de fuerza generado por el suelo para resistir la carga a compresión sobre el fuste barrenado.

La resistencia por fricción de un estrato con suelo cohesivo se obtiene de la siguiente ecuación:

$$f_{\text{maxi}} = \alpha s_u \quad (6.4)$$

Donde:

α = coeficiente de correlación adimensional el cual según el *FHWA (1999)* considera los efectos de perturbación y migración del agua entre otros.

s_u = esfuerzo cortante no drenado.

A este método se le conoce como el método alfa. Los valores de alfa parecen tener una correlación con s_u y fueron desarrollados gracias al análisis y el estudio de tres bases de datos descritas por Chen y Kulhawy (1994); Davidson et al., (1994); y Reese y O'Neill (1988). Del estudio de estos datos el FHWA (1999) recomienda los siguientes valores:

si $7\text{m} \leq B \leq 1.83\text{m}$, $L \geq 7\text{m}$ y $s_u \geq 50 \text{ Kpa}$.

$\alpha = 0.55$ para $s_u/p_a \leq 1.5$ (compresión).

$\alpha = 0.55 - 0.1 (s_u/p_a - 1.5)$ para $1.5 \leq s_u/p_a \leq 2.5$ (compresión y tensión).

Donde:

p_a = presión atmosférica (101.325 KPa).

En la Figura 6.9 se presenta otra relación recomendada por Chen y Kulhawy (1994).

Para estratos compuestos de suelos no cohesivos la resistencia por fricción se obtiene de la siguiente ecuación:

$$f_{\text{maxi}} = \beta_i \sigma'_{vi} \quad (6.5)$$

Donde:

β_i = factor de correlación adimensional entre el esfuerzo vertical efectivo σ'_{vi} y f_{maxi} .

$$\beta_i = 1.5 - 0.245[z_i(m)]^{0.5} \text{ para SPT } N_{60} \text{ (no corregido)} \geq 15B/0.3 \text{ m (B/ft), ó} \quad (6.6)$$

$$\beta_i = (N_{60}/15)\{1.5 - 0.245[z_i(m)]^{0.5}\} \text{ para SPT } N_{60} \text{ (no corregido)} \leq 15B/0.3 \text{ m (B/ft)} \quad (6.7)$$

σ'_{vi} = esfuerzo vertical efectivo a mitad del estrato i

z_i = distancia vertical en metros desde la superficie a la mitad del estrato i .

La resistencia provista por la base del fuste barrenado para suelos cohesivos se obtiene generalmente de la siguiente ecuación:

$$q_{max} = s_u N_c \quad (6.8)$$

Donde:

N_c = factor de capacidad de apoyo

$N_c = 9$ si la base del fuste barrenado está 2.5 diámetros de la base bajo la superficie y $s_u \geq 96 \text{ KPa}$

$$N_c = (4/3)[\ln(I_r + 1)] \quad (6.9)$$

I_r = índice de rigidez directamente proporcional a la rigidez del suelo e inversamente proporcional a la capacidad en cortante.

$$I_r = Es/3s_u \quad (6.10)$$

s_u = esfuerzo cortante no drenado usualmente obtenido del promedio desde la base hasta dos diámetros bajo la base del fuste barrenado.

En suelos no cohesivos la resistencia de la base ó apoyo es la siguiente:

$$q_{max} \text{ (KPa)} = 57.5 N_{SPT} \leq 2.9 \text{ MPa} \quad (6.11)$$

En el apéndice b se muestran los cálculos realizados para obtener la capacidad axial provista por los cinco perfiles de suelo y la longitud de los fustes barrenados

6.4 CAPACIDAD LATERAL DEL FUSTE BARRENADO

El mecanismo de transferencia de carga lateral en un fuste barrenado se presenta en la figura 6.10. Este mecanismo es en realidad uno muy complejo en el cual la carga lateral se transfiere del fuste al suelo de seis formas distintas identificadas por Lam y Martin (1986), que son las siguientes:

- 1) Resistencia lateral del suelo debido a la traslación del fuste.
- 2) Esfuerzos cortantes a lo largo de los lados del fuste contienen el movimiento axial.
- 3) Resistencia axial en la punta del fuste debido al “*end bearing*”.
- 4) Resistencia rotacional a lo largo del fuste debido a la inclinación.
- 5) Resistencia rotacional en la punta del fuste.
- 6) Resistencia lateral de la punta del fuste debido al cortante en la base.

Para que se desarrollen todos estos mecanismos el fuste debe sobrellevar grandes movimientos rotacionales lo cual puede ocurrir en fustes barrenados sencillos extendidos. En el caso de estar presente un cabezal en el tope de los fustes barrenados tales movimientos rotacionales son restringidos y el desarrollo de algunos mecanismos no es justificado. Pruebas de laboratorio han demostrado que la capacidad en cortante en la interfase entre la arcilla y el mortero es mayor a la de la arcilla sola debido a un aparente lazo químico entre la arcilla y el cemento (FHWA 1999). Por lo tanto la capacidad de desarrollar algunos de estos mecanismos es dependiente del proceso constructivo. En el método de las curvas $p-y$, el cual se discute en la sección 6.4.1, todos estos mecanismos

se agrupan en un solo parámetro representado por resortes laterales como se muestra en la Figura 6.11. Debido a que las curvas p-y no representan cada uno de estos mecanismos por separado estas pueden ofrecer una resistencia menor a la real. Sin embargo para fustes largos y de diámetro pequeño alguno de estos mecanismos puede resultar insignificante (PoLam et al. 1998).

La rigidez lateral del sistema suelo pilote se ha encontrado que es levemente no lineal debido a que usualmente la rigidez del pilote domina la rigidez no lineal del suelo Lam y Martin (1986). Debido a que la zona de interacción suelo-pilote usualmente se encuentra entre los primeros cinco a diez diámetros de profundidad (Duncan et al. 1994), es posible utilizar gráficas de diseño simplificadas para carga lateral como las mostradas en las Figuras 6.12 a 6.15 (PoLam et al. 1998). Con el uso de estos gráficos es posible obtener la rigidez lateral en la cabeza del pilote para un pilote cuyos primeros cinco a diez diámetros se encuentren en un estrato individual. Estos gráficos utilizan el modelo suelo resorte discreto de Winkler, el cual se muestra en la Figura 6.16. En el modelo de Winkler la rigidez del suelo comienza en cero a nivel del suelo y aumenta linealmente con la profundidad. Según PoLam et al. (1998) la representación de la rigidez del suelo por medio del modelo de Winkler equipara con las pruebas de carga realizadas a pilotes en suelos cohesivos y no cohesivos. Para obtener la rigidez lateral del pilote utilizando estos gráficos es necesario determinar dos parámetros:

- 1) La rigidez lineal en flexión del pilote, EI.
- 2) El coeficiente de variación del modulo subrasante elástico, f .

donde:

$$E_s = fz \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (6.12)$$

El coeficiente f representa la rigidez del suelo por largo unitario del pilote. En la Figura 6.17 se muestra un gráfico recomendado por Terzaghi (1955) y, Murchison y O'Neill (1983), para obtener valores de f en función del conteo corregido del *SPT* o la densidad relativa en las arenas. En la Figura 6.18, recomendada por Lam et al. (1991), se correlacionan valores de f con la cohesión en las arcillas. Los gráficos recomendados para obtener f pueden ser utilizados para pilotes con diámetros no mayores a 60.96 cm (24 plg.).

Los gráficos para obtener la rigidez lateral de los pilotes son adecuados sólo si el pilote es lo suficientemente largo para considerarse infinitamente flexible. Aunque en la mayoría de las ocasiones los pilotes pueden considerarse flexibles es posible determinar esta propiedad obteniendo el largo característico (λ) del suelo-pilote. El largo característico depende de la rigidez del pilote y del suelo. Un pilote es considerado flexible cuando su largo en tierra es tres veces mayor a su largo característico. El largo característico puede obtenerse utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\lambda = (EI/f)^{0.20} \text{ si } E_S \text{ aumenta linealmente con la profundidad} \quad (6.13)$$

$$\lambda = (EI/E_S)^{0.20} \text{ si } E_S \text{ se mantiene constante con la profundidad} \quad (6.14)$$

Este método es recomendado para pilotes de diámetro pequeño, < 60.96 cm (24 plg.), pues se ha encontrado evidencia de que para pilotes de mayor diámetro los valores de f suelen ser suaves.

6.4.1 Respuesta del suelo a carga lateral y el método de las curvas p - y

La resistencia lateral (p) provista por el suelo está relacionada al desplazamiento lateral (y) del pilote. Partiendo de esta premisa surge el método p - y como solución al problema de pilotes sujetos a cargas laterales. En la sección anterior se presentan las

ecuaciones para obtener la deflexión lateral (y) y la respuesta o resistencia lateral del suelo (p). Para entender la definición de p y y observemos la Figura 6.19.

En la Figura 6.19 se muestra una vista en elevación de un pilote bajo tierra y otras dos vistas de tope de secciones del pilote a una profundidad x_1 . En la figura 6.19 (b) se muestra el esfuerzo existente alrededor del pilote cuando no está sujeto a cargas laterales. Si realizáramos una suma de fuerzas para obtener el equilibrio de esa sección la fuerza resultante sería cero. Una vez el pilote es desplazado lateralmente una distancia y_1 debido a que actúan sobre él cargas laterales, el perfil de presiones alrededor del pilote se modifica. Presiones pasivas y activas se generan frente y tras el pilote aumentando y disminuyendo respectivamente los esfuerzos sobre el pilote. Como resultado de la nueva distribución de esfuerzos sobre el pilote se genera una fuerza p_1 en dirección opuesta a la deflexión lateral del pilote. Según Reese et al., (2003) la resistencia p depende de las variables siguientes: geometría del pilote, propiedades del suelo y métodos de carga. Debido a la complejidad del problema, en el presente sólo existen aproximaciones para obtener la resistencia última lateral del suelo (p_u) a cualquier profundidad.

En la Figura 6.20 se presenta una cuña en la superficie de suelo generada por el movimiento lateral del pilote sobre el suelo. Como respuesta a la fuerza F_p el suelo se desliza en los planos ABFE, ADE y BCF desarrollando de esta forma su resistencia última (p_u). Entonces los valores de p_u a cualquier profundidad son obtenidos asumiendo que las partículas del suelo se mueven horizontalmente.

Por medio del procedimiento anterior es posible obtener curvas p - y . Sin embargo la mayor parte de estas curvas se obtienen de resultados de pruebas experimentales a escala completa. El análisis de carga lateral utilizando curvas p - y numéricas ha sido

utilizado para obtener curvas de carga vs. desplazamiento en la cabeza del pilote y se ha encontrado que los resultados son aceptables al compararse con curvas obtenidas experimentalmente (Reese, 1983).

En la Figura 6.21 (a) se muestra cómo se asignan al pilote distintas curvas $p-y$ según aumenta la profundidad. Se puede apreciar que la pendiente inicial y la resistencia última del suelo aumentan según aumenta la profundidad. Esto usualmente es así para suelos con un solo estrato. En la Figura 6.21 (b) se muestra una curva $p-y$ típica. En ella podemos ver el alto grado de no linealidad del suelo y como el módulo del suelo (E_s), la pendiente de la curva, decrece con aumentos en la deflexión lateral y . Programas como GROUP6.0 o COM624 generan curvas $p-y$ para cada punto a lo largo del pilote. A continuación se muestran las curvas $p-y$ generadas por el programa GROUP6.0 que aplican a los perfiles de suelo seleccionados para este estudio.

6.4.1.1 Curvas $p-y$ para arcillas blandas y rígidas bajo el nivel freático generadas por el programa GROUP 6.0 (Ensoft, Inc.)

Estas curvas son las recomendadas por Matlock (1970) para arcillas blandas luego de realizar pruebas de carga lateral a un pilote de acero de 12.75 in de diámetro y 42 ft de largo en una arcilla con una capacidad en cortante de 300 lb/ft². Para arcillas rígidas Reese, Cox y Koop (1975) realizaron pruebas similares con pilotes de acero de 24 in de diámetro y 50 ft de profundidad. En la Figura 6.22 y 6.23 se muestran la forma de las curvas $p-y$ para arcillas bajo el nivel freático blandas y rígidas respectivamente.

6.4.1.2 Curvas $p-y$ para arenas sobre o bajo el nivel freático generadas por el programa GROUP 6.0 (ENSOF, Inc.)

Para obtener estas curvas se realizaron pruebas de carga lateral sobre dos pilotes

de acero con 24 in de diámetro y 69 ft de largo hincados en arena sumergida. La arena era fina con un ángulo de fricción de 39 grados y peso unitario de 66 lb/ft³. Las pruebas fueron realizadas por Reese, Cox y Koop (1974). En la Figura 6.24 se muestran las curvas p - y para arenas bajo el nivel freático.

6.4.1.3 Naturaleza de las Cargas

Existen cuatro escenarios a los que puede estar expuesto un fuste barrenado cargado lateralmente, los mismos son los siguientes: carga estática a corto plazo, carga repetida, carga sostenida y carga dinámica.

Las curvas p - y estáticas son aplicables para casos en donde la carga es de poca duración y no repetida o cuando la carga es sostenida y el suelo alrededor del pilote no es susceptible a consolidarse y a experimentar fluencia lenta (“*creep*”). Para obtener estas curvas se realizaron pruebas en las que el pilote era cargado lateralmente por unos minutos mientras la respuesta del pilote era obtenida por medio de las lecturas en los instrumentos.

Las curvas p - y cíclicas se desarrollaron para casos donde la estructura sobre pilotes está sujeta a cargas laterales cíclicas o repetidas tales como: cargas debido al viento, cargas debido al tráfico, cargas debido al oleaje y cargas debido al impacto. Para la carga repetida se realizaron pruebas a escala real como para la carga estática a corto plazo y también se aplicaron cargas cíclicas o repetidas. Los factores considerados para desarrollar las curvas p - y fueron los siguientes: frecuencia, magnitud, duración y dirección. Se encontró que la presencia de agua en arcillas conlleva a una pérdida significativa de resistencia del suelo ante cargas cíclicas (Long y Reese, 1983). Esto se debe a que el agua erosiona el suelo alrededor del pilote y al remolde del suelo durante la

carga cíclica. Para este caso es necesario tener un mayor cuidado con la selección de los parámetros del suelo y de las curvas p - y .

Las curvas p - y son modificadas para cargas laterales sostenidas en los casos donde el suelo es una arcilla blanda y saturada capaz de experimentar una deflexión adicional considerable debido a la consolidación y “*creep*”. En este caso es necesario un buen juicio por parte del ingeniero para obtener resultados aceptables.

Las curvas p - y para cargas dinámicas laterales aplican a estructuras sobre pilotes sujetas a cargas provenientes de máquinas o terremotos. En el caso de las máquinas si la deflexión es pequeña el problema se resuelve utilizando las ecuaciones de dinámica de suelos. Para los terremotos el problema es resuelto aplicando una carga lateral a la estructura como representación del terremoto y utilizando las curvas p - y estáticas para obtener una solución aproximada (Reese et al. 2003).

6.4.1.4 Efecto de grupo en la resistencia lateral de los fustes barrenados

Resultados experimentales de las pruebas de carga lateral sobre pilotes demostraron que las curvas p - y obtenidas para un pilote dentro de un grupo de pilotes exhibían un comportamiento no lineal distinto al de un pilote individual, (Prakash 1962, Schmidt 1981, 1985, Cox et al. 1984, Wang 1986 y Lieng 1988). Para que un pilote dentro de un grupo logre desarrollar la resistencia última de un pilote individual, éste debe alcanzar una deflexión mayor. Esto se debe a que el movimiento de cada pilote en el grupo crea planos de falla cortante que se solapan cuando el espaciado entre cada pilote es pequeño, como se muestra en la Figura 6.25. Esto resulta en una reducción en la resistencia p de la curva p - y . Este efecto es conocido como el efecto de sombreado (“*shadowing effect*”) el cual se muestra en la Figura 6.26.

La forma en que se considera el efecto de sombra en las curvas p - y es introduciendo un factor de reducción f_m , recomendado por Brown et al. (1987) y obtenido experimentalmente, para reducir la resistencia p del suelo. Este factor depende de la posición del pilote en el grupo. Factores de reducción para pilotes *side-by-side*, pilotes *line-by-line* y pilotes sesgados en cualquier tipo de suelo son recomendados a continuación.

En el caso de los pilotes *side-by-side* los factores de reducción provienen de estudios realizados por Prakash (1962), Cox et al (1984), Wang (1986) y Lieng (1988). En la Figura 6.27 se muestra la relación entre el espaciado y la eficiencia del pilote dentro del grupo en donde s es la distancia de centro a centro entre los pilotes y b es el diámetro del pilote.

Cuando los pilotes están en una geometría *line-by-line* el factor de reducción va a depender si el pilote es de entrada (*leading pile*) o de salida (*training pile*). En la Figura 6.28 y 6.29 se presenta la eficiencia de un pilote dentro de un grupo para pilotes de entrada y pilotes de salida respectivamente. Para explicar lo que es un pilote de entrada y uno de salida observemos la Figura 6.28 (a). Si seleccionamos el pilote 2 dentro del grupo y observamos la dirección de la fuerza, éste actúa como pilote de entrada con respecto al pilote 3 y como pilote de salida con respecto al pilote 1. Estos factores están basados en los estudios realizados por Schmidt (1981, 1985), Cox et al, (1984) y Lieng (1988).

Para los pilotes sesgados las recomendaciones están basadas en expresiones matemáticas simples pues el efecto de esta geometría en la resistencia del pilote no fue

medido experimentalmente. La ecuación para obtener la eficiencia de un pilote es la siguiente:

$$\beta_s = (\beta_b^2 \cos^2 \varphi + \beta_a^2 \sin^2 \varphi)^{0.5} \quad (6.15)$$

Donde:

β_a = eficiencia side-by-side del pilote

β_b = eficiencia *line-by-line* del pilote

φ = ángulo que se forma entre la dirección de la fuerza y una línea recta entre los pilotes A y B (ver Figura 6.30).

Una vez se obtiene la eficiencia del pilote *side-by-side*, *line-by-line* y sesgada el factor de reducción f_m es obtenido de la siguiente ecuación:

$$f_{mi} = \beta_{1i} \beta_{2i} \beta_{3i} \beta_{4i} \dots \beta_{ji} \quad m \neq i \quad (6.16)$$

donde

β_{ji} = es la eficiencia debido al efecto de reducción que tiene el pilote j sobre el pilote i.

6.5 PROGRAMA PARA EL ANALISIS DE GRUPO DE PILOTES

Como herramienta para el análisis de los fustes barrenados realizado en esta investigación se utilizó el programa GROUP 6.0 (Ensoft Inc.). El programa GROUP 6.0 es utilizado para el análisis de pilotes verticales o inclinados en dos o tres dimensiones sujetos a cargas laterales y axiales. El programa tiene múltiples opciones para la conexión entre la cabeza del pilote y el cabezal de pilotes. Dichas opciones son las siguientes: conexión fija, articulada o restringida elásticamente. El programa no considera las deformaciones del cabezal de pilotes pero sí calcula el asentamiento, la traslación y rotación del mismo. La no-linealidad del suelo es considerada por medio de las curvas *t-z* y curvas *p-y* generadas por el programa. Con el mismo es posible obtener la distribución

de cortante, momento, deflexión y rotación a lo largo de cada pilote en el grupo. El programa requiere la entrada de información por parte del usuario correspondiente al tipo de carga que actuará sobre el grupo de pilotes, geometría del grupo y propiedades mecánicas del suelo y del grupo de pilotes entre otras. A continuación se provee un resumen de los datos suministrados al programa para el análisis del grupo de fustes barrenados.

Carga: El usuario hace la entrada de las cargas axial, lateral, y momentos que actúan sobre el grupo de pilotes a la altura del cabezal de pilotes. En la Figura 6.31 se muestra la correspondiente ventana del programa con las opciones y direcciones positivas de las cargas. Se selecciona entre un análisis en dos o tres dimensiones. La naturaleza de la carga, estática o cíclica, es señalada.

- Cabezal de Pilotes: Si la resistencia pasiva del suelo sobre el cabezal de pilotes es considerable el programa modifica las curvas p-y generadas internamente de acuerdo al “*overburden pressure*”. Esta opción puede ser obviada si el cabezal de pilotes no está recubierto de suelo permanentemente o si no se desea considerar la resistencia pasiva debido a la erosión.
- Grupo de Pilotes en Dos Dimensiones: El usuario debe indicar la cantidad de subgrupos, la cantidad de pilotes en cada subgrupo, el tipo de pilotes de cada subgrupo, el tipo de suelo de cada subgrupo y el tipo de conexión existente en la cabeza del pilote. Debido a que el programa ha sido realizado para el análisis de grupos de pilotes se necesita un mínimo de dos subgrupos para ejecutar el programa.
 - conexión en la cabeza del pilote: se selecciona entre conexión fija,

- articulada o restringida elásticamente.
- número de pilotes: se asigna la cantidad de pilotes en cada sub-grupo.
- tipo de propiedad del pilote: se asigna un número que identifica el tipo de pilote que forma cada sub-grupo.
- preparar curva de carga axial vs asentamiento: el usuario puede entrar curvas de carga axial vs. asentamiento para cada subgrupo. Un número identifica las curvas que asignará el programa a cada subgrupo. El programa no permite mezclar las curvas entradas por el usuario con las generadas por el programa.
- preparar curva p - y : el usuario tiene la opción de entrar para cada subgrupo las curvas p - y . Cada curva es identificada con un número que es asignado a cada subgrupo. El programa no permite mezclar las curvas entradas por el usuario con las generadas por el programa.
- distancia del tope del pilote a la superficie: define la distancia desde la cabeza del sub-grupo de pilotes hasta la superficie. La distancia es positiva hacia abajo y negativa hacia arriba.
- espaciado entre pilotes: se define la distancia de centro a centro de los pilotes en cada sub-grupo. Esta opción es visible si el usuario desea que el programa genere internamente los factores de reducción para cargas laterales discutidos en la sección 6.4.1.4.
- multiplicadores- p : esta opción es visible sólo si el usuario desea entrar los factores de reducción para carga lateral. Como se explica en la sección

6.4.2.5 estos factores modifican la curva p - y para tomar en consideración el efecto de grupo sobre un pilote.

- Coordenadas de la Cabeza del Pilote en Dos Dimensiones: el usuario entra las coordenadas de cada subgrupo de pilotes.
 - coordenada X: determina la posición vertical del tope de cada subgrupo de pilotes. La posición es positiva por debajo del origen de las coordenadas globales.
 - coordenada Y: determina la posición horizontal del tope de cada subgrupo de pilotes. La posición es positiva a la derecha del origen de las coordenadas globales.
 - ángulo de inclinación (radianes): se entra el ángulo que existe entre la dirección vertical y la localización del pilote. El ángulo es positivo si se mide en contra el reloj.
 - distancia del tope del pilote a la superficie: define la distancia desde la cabeza del sub-grupo de pilotes hasta la superficie. La distancia es positiva hacia abajo y negativa hacia arriba.
- Propiedades del Pilote: el usuario define las dimensiones y propiedades de cada tipo de pilote.
 - tipo de propiedad: número asignado a cada tipo de pilote
 - sección: número de secuencia provisto a cada sección
 - tope: define la coordenada local del tope de cada sección del pilote definida
 - fondo: define la coordenada local del fondo de cada sección del pilote

definida

- diámetro: define el diámetro externo de la sección definida
- área: define el área de la sección definida
- momento: define el momento de inercia de la sección definida
- incrementos: define el número de segmentos en los que se dividirá el pilote
- largo total: define el largo desde la cabeza del pilote hasta la punta sin incluir el espesor del cabezal de pilotes.
- módulo de Young: define el modulo de elasticidad de cada pilote
- método de instalación: el usuario escoge entre pilotes hincados o fustes barrenados
- Estratos de Suelo: el usuario definirá los distintos tipos de suelo. Una vez definidos los estratos el programa genera las curvas p - y y curvas de carga axial-asentamiento correspondientes. Esta opción no estará presente si el usuario elige entrar estas curvas.
 - estrato: número en secuencia asignado a cada estrato de suelo: el programa define ocho tipos de suelo que el usuario puede seleccionar los cuales son los siguientes: arcilla blanda sumergida, arcilla rígida con free water, arcilla rígida sin free water, arena, curvas p - y especificadas, *vuggy limestone*, limo, arena (según *API*), roca débil.
 - tope: para indicar valores de profundidad correspondientes al tope del estrato de acuerdo a las coordenadas globales. Valores positivos indican que el estrato está bajo el tope del pilote.

- fondo: para indicar valores de profundidad correspondientes al fondo del estrato de acuerdo a las coordenadas globales. Valores positivos indican que el estrato está bajo el tope del pilote.
- valor k: define la constante utilizada en la ecuación $E_s = kx$. Este valor se utiliza para definir el valor inicial de E_s de las curvas p - y generadas internamente para arcillas rígidas sumergidas y arenas, también inicializa el orden de E_s para la primera iteración del análisis. Valores de k recomendados se muestran en las Tablas 4.3 y 4.4.
- Peso del Suelo: el usuario establece la variación del peso unitario efectivo con la profundidad.
- profundidad: distancia del tope del pilote a la profundidad correspondiente al peso unitario próximo a ser definido. Se utilizan las coordenadas globales como referencia y su correspondiente convención de signos.
- peso unitario: el usuario define el peso unitario efectivo del suelo para cada profundidad establecida
- Resistencia del Suelo: diferentes parámetros de resistencia del suelo son definidos. El programa utiliza estos parámetros de resistencia para generar automáticamente las curvas p - y y de carga axial vs desplazamiento. En la Figura 6.33 se muestra la ventana del programa en donde se introduce la información.
- profundidad: distancia del tope del pilote a la profundidad correspondiente al parámetro de resistencia próximo a ser definido. Para cálculos de “*end bearing*” los parámetros deben ser definidos hasta una profundidad

superior a dos veces el diámetro debajo del fondo del pilote más profundo. Se utilizan las coordenadas globales como referencia y su correspondiente convención de signos.

- resistencia al corte: se definen valores de resistencia al corte no drenada para arcillas y limos. Para las arenas este valor es cero.
- ángulo de fricción interna (grados): se definen los valores del ángulo de fricción interna en arenas y limos. Para arcillas este valor es cero.
- deformación al 50% del esfuerzo (ϵ_{50}): valores de ϵ_{50} son definidos para las arcillas. En las Tablas 4.5 y 4.6 se muestran algunas recomendaciones para valores de ϵ_{50} .
- fricción superficial unitaria máxima (f_{\max}): los valores de f_{\max} para cargas axiales son utilizados por el programa para generar las curvas $t-z$.
- resistencia de punta máxima. Se define el valor máximo de “*end bearing*”.

El programa tiene en el menú varias opciones que el usuario debe definir para el análisis del grupo de pilotes. A continuación se discuten las opciones seleccionadas para el análisis de los fustes barrenados.

- unidades: se selecciona entre trabajar con unidades en inglés (lb, plg.) o unidades internacionales (N, m)
- generar curvas $p-y$: el usuario elige entre utilizar las curvas de resistencia del suelo generadas por el programa o especificar las mismas introduciéndolas al programa.
- factores de reducción para cargas laterales: el usuario selecciona una de las tres opciones siguientes: 1) los factores de reducción son generados por el

programa; 2) los factores de reducción son definidos por el usuario siguiendo el procedimiento presentado en la sección 6.4.1.4; 3) se ignora el efecto de grupo.

- imprimir curvas p - y : el usuario selecciona profundidades, de acuerdo a las
- coordenadas globales y convención de signos establecida, de las curvas p - y que desea imprimir. El programa muestra cada para cada profundidad la curva p - y correspondiente según se muestra en el apéndice c. Esta opción sólo aparece si el usuario elige utilizar las curvas p - y generadas por el programa.
- generar datos para la rigidez de la fundación: si el usuario seleccionó un análisis en dos dimensiones el programa generará las siguientes curvas de rigidez: (1) carga vs desplazamiento del cabezal de pilotes en las direcciones X, Y y Z; (2) momento vs rotación del cabezal de pilotes en los ejes Y y Z; (3) carga vs rotación en los ejes Y y Z; (4) momento vs desplazamiento en los ejes Y y Z. Con esta información se obtienen los términos acoplados y desacoplados de la matriz la matriz de rigidez del grupo de pilotes.

Una vez los datos son entrados al programa y las opciones son definidas el programa puede ser ejecutado. Los resultados del análisis del grupo de pilotes en dos dimensiones que provee el programa son los siguientes:

- 1) Curvas de profundidad vs desplazamiento del pilote en la dirección Y a lo largo del pilote.
- 2) Curvas de profundidad vs cortante en el pilote en la dirección Y a lo largo del pilote.
- 3) Curvas de profundidad vs momento en el eje Z a lo largo del pilote.

- 4) Curvas de carga axial vs desplazamiento.
- 5) Curvas p - y generadas por el programa.
- 6) Curvas de rigidez de la fundación

En la Figura 6.34 se muestran las curvas de profundidad vs desplazamiento lateral y profundidad vs momento para una de las pilastras en la dirección longitudinal.

6.6 METODO DE CARGA CARACTERISTICA

Este método fue desarrollado para fustes barrenados bajo carga lateral. El mismo incluye la no-linealidad del suelo y se basa en un análisis de las curvas p - y , (Duncan et al. 1994).

Utilizando este método es posible calcular los siguientes valores: (1) deflexión lateral a nivel de la superficie del suelo debido al cortante a nivel del suelo para fustes barrenados con cabeza fija o libre; (2) deflexión lateral a nivel de la superficie del suelo debido al momento a nivel del suelo para fustes barrenados con cabeza fija o libre; (3) momentos máximo en el fuste barrenado con cabeza fija o libre; (4) profundidad a la que se encuentra el momento máximo.

Como parte del método las siguientes ecuaciones y figuras son utilizadas:

$$P_C = 7.34B^2(E_p R_I)(s_u/E_p R_I)^{0.68} \quad (\text{para arcillas}) \quad (6.17)$$

$$M_C = 3.86B^3(E_p R_I)(s_u/E_p R_I)^{0.46} \quad (\text{para arcillas}) \quad (6.18)$$

$$P_C = 1.57B^2(E_p R_I)(\gamma' B \phi' K_p/E_p R_I)^{0.40} \quad (\text{para arenas}) \quad (6.19)$$

$$M_C = 1.33B^3(E_p R_I)(\gamma' B \phi' K_p/E_p R_I)^{0.70} \quad (\text{para arenas}) \quad (6.20)$$

Donde:

P_C = carga característica

M_C = momento característico

B = diámetro del fuste barrenado

E_p = módulo de elasticidad del fuste barrenado

R_I = razón del momento de inercia del fuste barrenado al momento de inercia de la sección sólida del fuste barrenado

s_u = resistencia a cortante no drenada de la arcilla en los primeros $8B$ de profundidad

γ' = peso unitario efectivo de la arena en los primeros $8B$ de profundidad

ϕ' = ángulo de fricción del esfuerzo efectivo para la arena hasta $8B$ de profundidad

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2) \quad (6.21)$$

Si el fuste barrenado está sujeto a un cortante (P_t) a nivel del suelo la deflexión (y_t) a nivel del suelo y el momento máximo en el fuste se obtienen directamente de las Figuras 6.35 y 6.38. Si la carga aplicada es un momento (M_t) se utiliza la Figura 6.36 para obtener la deflexión (y_t). En el caso de que el fuste barrenado esté sujeto a las cargas P_t y M_t el siguiente procedimiento ha de seguirse:

- 1) La deflexión a nivel del suelo debido al cortante (y_{tp}) y al momento (y_{tm}) es obtenida de las Figuras 6.35 y 6.36.
- 2) Se obtiene el momento (M_p) necesario para producir una deflexión igual a y_{tp} y el cortante (P_m) necesario para producir una deflexión y_{tm} .
- 3) La deflexión y_{tpm} y y_{tmp} que respectivamente producen la suma de los cortantes ($P_t + P_m$) y de los momentos ($M_t + M_p$) es obtenida.
- 4) Se obtiene la deflexión debido a las cargas P_t y M_t con la siguiente ecuación:

$$y_{tcombined} = 0.5(y_{tpm} + y_{tmp}) \quad (6.22)$$

- 5) El momento máximo en el fuste se obtiene despejando para T en la ecuación 6.23 y obteniendo de la Figura 6.37 los valores de los parámetros A_m y B_m

para sustituir estos en la ecuación 6.24 con la cual es posible dibujar el diagrama de momento sobre el fuste barrenado.

$$y_{\text{combined}} = (2.43P_t T^3 / E_p I_p) + (1.62M_t T^2 / E_p I_p) \quad (6.23)$$

$$M_x = P_t T A_m + B_m M_t \quad (6.24)$$

Para utilizar este método el suelo debe ser uniforme hasta una profundidad de $8B$. A diferencia del método p-y este no considera el efecto p- Δ . La rigidez en flexión no lineal del fuste barrenado no es considerada. Estos dos parámetros son importantes para la predicción de las deflexiones ya que sin ellos se subestima la magnitud de las deflexiones.

$$K_{pile} = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & K_y & 0 & 0 & 0 & K_{y\theta_z} \\ & & K_z & 0 & -K_z\theta_y & 0 \\ & & & K_{\theta_x} & 0 & 0 \\ & & & & K_{\theta_y} & 0 \\ & & & & & K_{\theta_z} \end{bmatrix}$$

Figura 6.1. Matriz de rigidez acoplada de un pilote, PoLam et al. (1998)

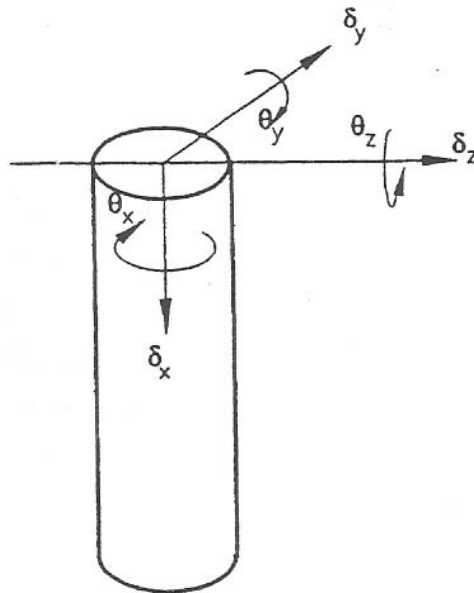


Figura 6.2. Grados de libertad de una fundación profunda, PoLam et al. (1998)

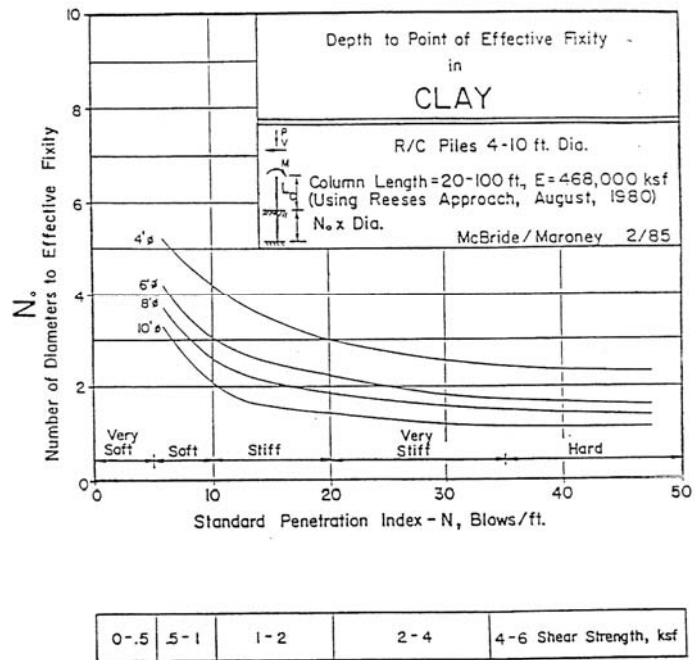


Figura 6.3. Conteo de golpes *SPT* vs. largo en voladizo del pilote en arcillas, Caltrans (1990)

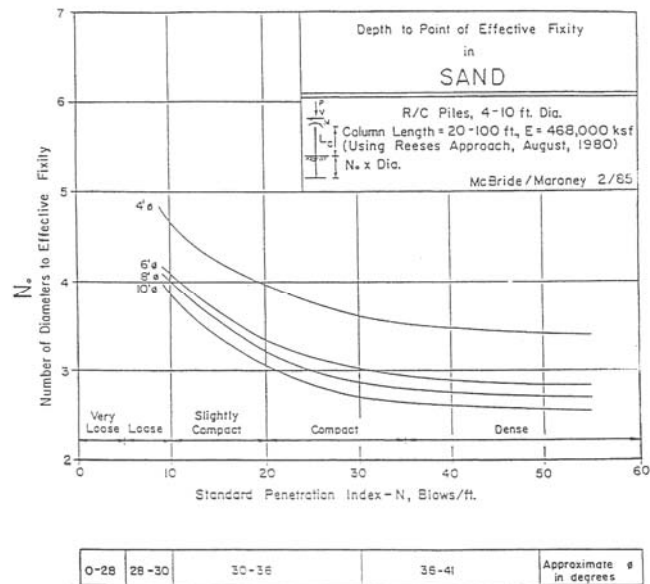


Figura 6.4. Conteo de golpes *SPT* vs. largo en voladizo del pilote en arenas, Caltrans (1990)

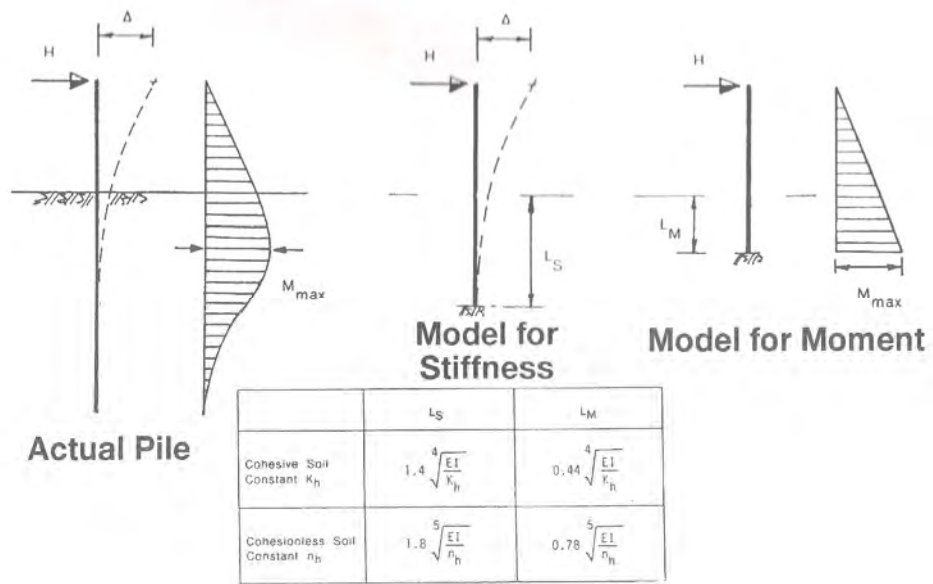


Figura 6.5. Viga en voladizo equivalente, FHWA (1996)

Tabla 6.1 Largos equivalentes para suelos cohesivos y no cohesivos, FHWA (1996)

Suelo	L_S	L_M
Cohesivo, k_h constante	$1.4(EI/k_h)^{0.25}$	$.44(EI/k_h)^{0.25}$
No Cohesivo, n_h constante	$1.8(EI/n_h)^{0.20}$	$.78(EI/n_h)^{0.20}$

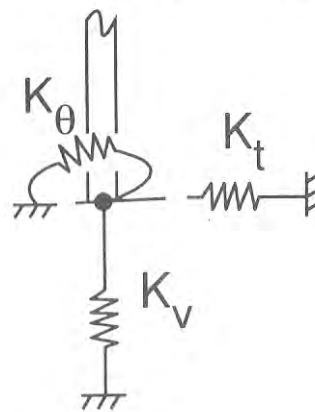


Figura 6.6 Modelo de resortes no acoplados, FHWA (1996)

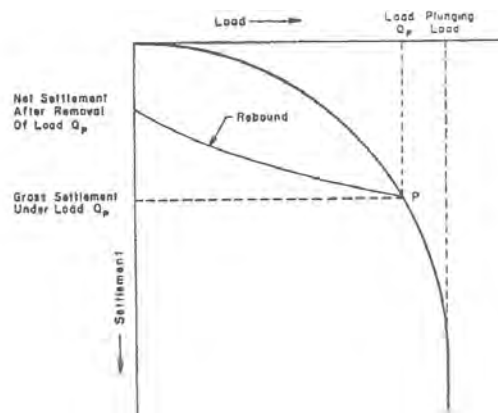


Figura 6.7 Curva de carga vs, asentamiento de un pilote, Reese et al. (2003)

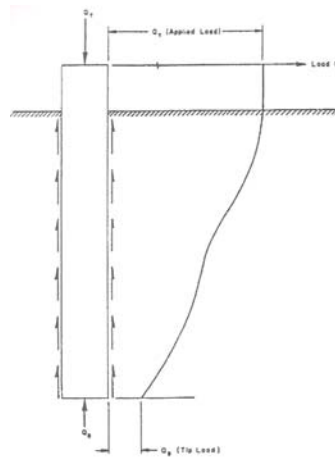


Figura 6.8 Distribución de carga sobre un pilote con carga axial, Reese et al. (2003)

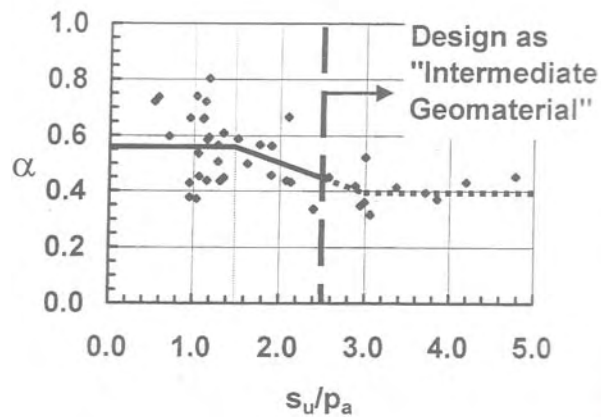


Figura 6.9 Valores de alpha vs s_u/p_a , FHWA (1999)

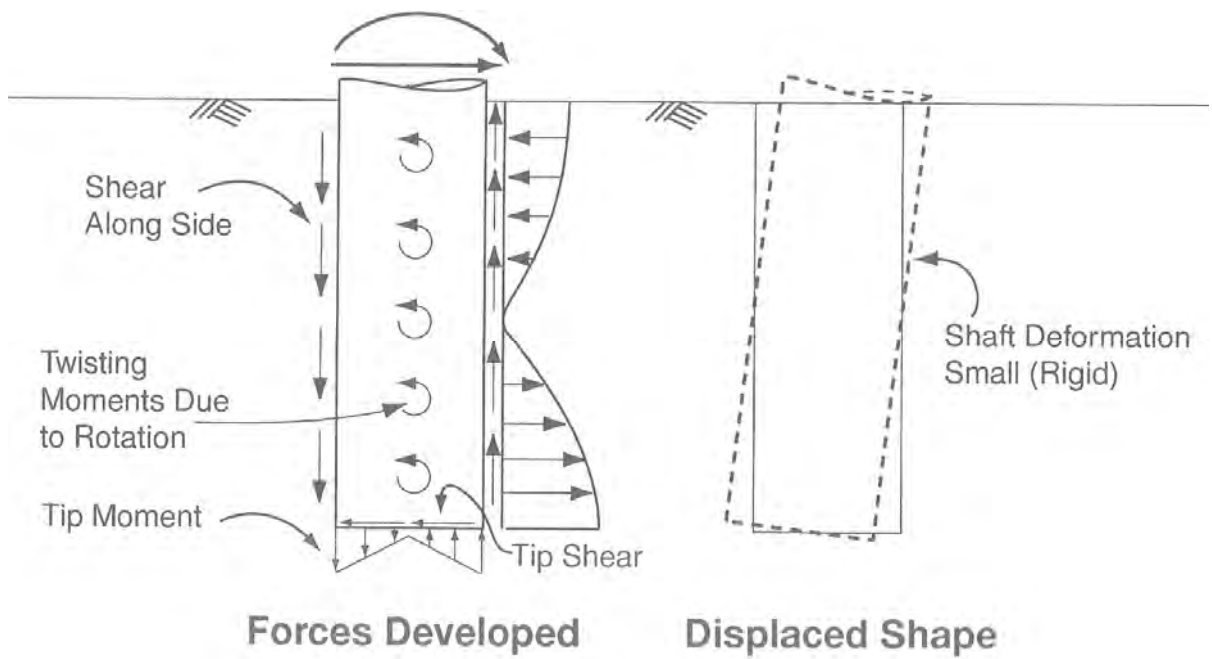


Figura 6.10. Mecanismo de resistencia para un pilote bajo carga lateral, FHWA (1996)

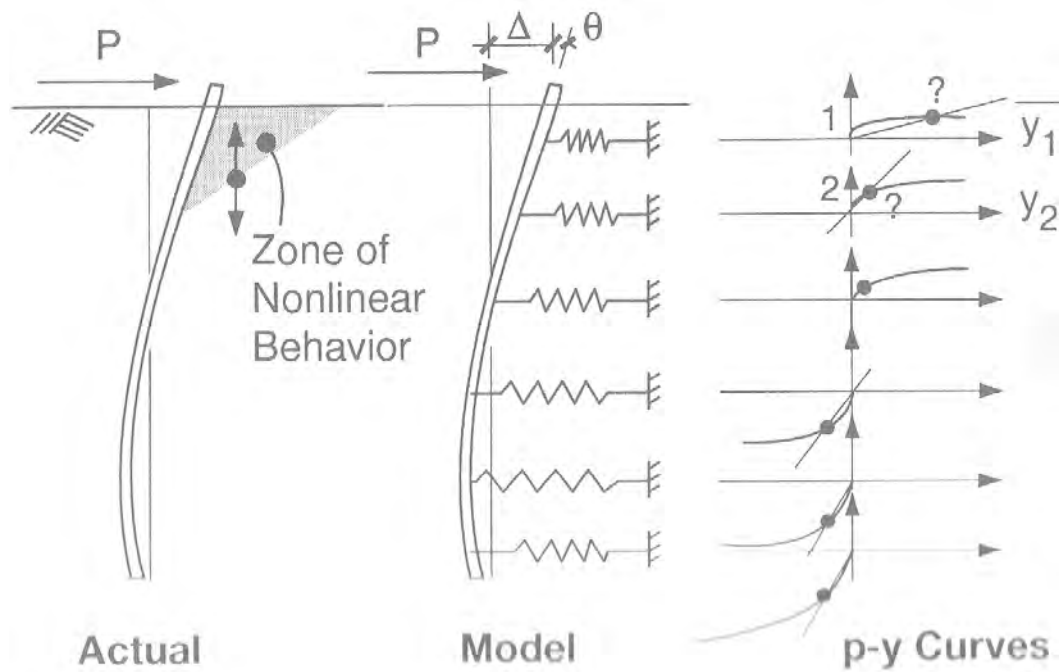


Figura 6.11 Modelo con resortes del método con curvas p - y , FHWA (1996)

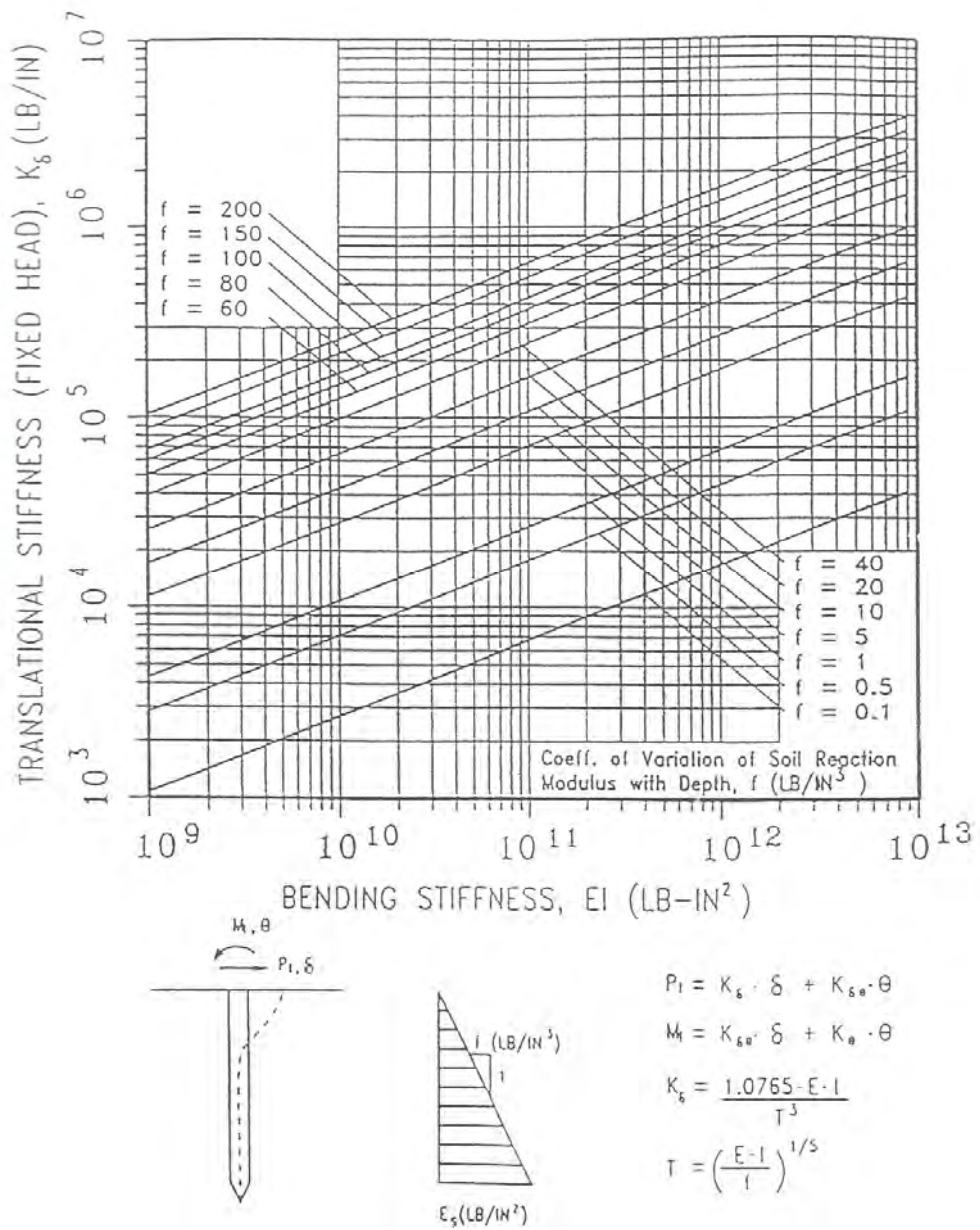


Figura 6.12. Rigidez lateral de la cabeza del pilote para conexión fija, PoLam et al. (1998)

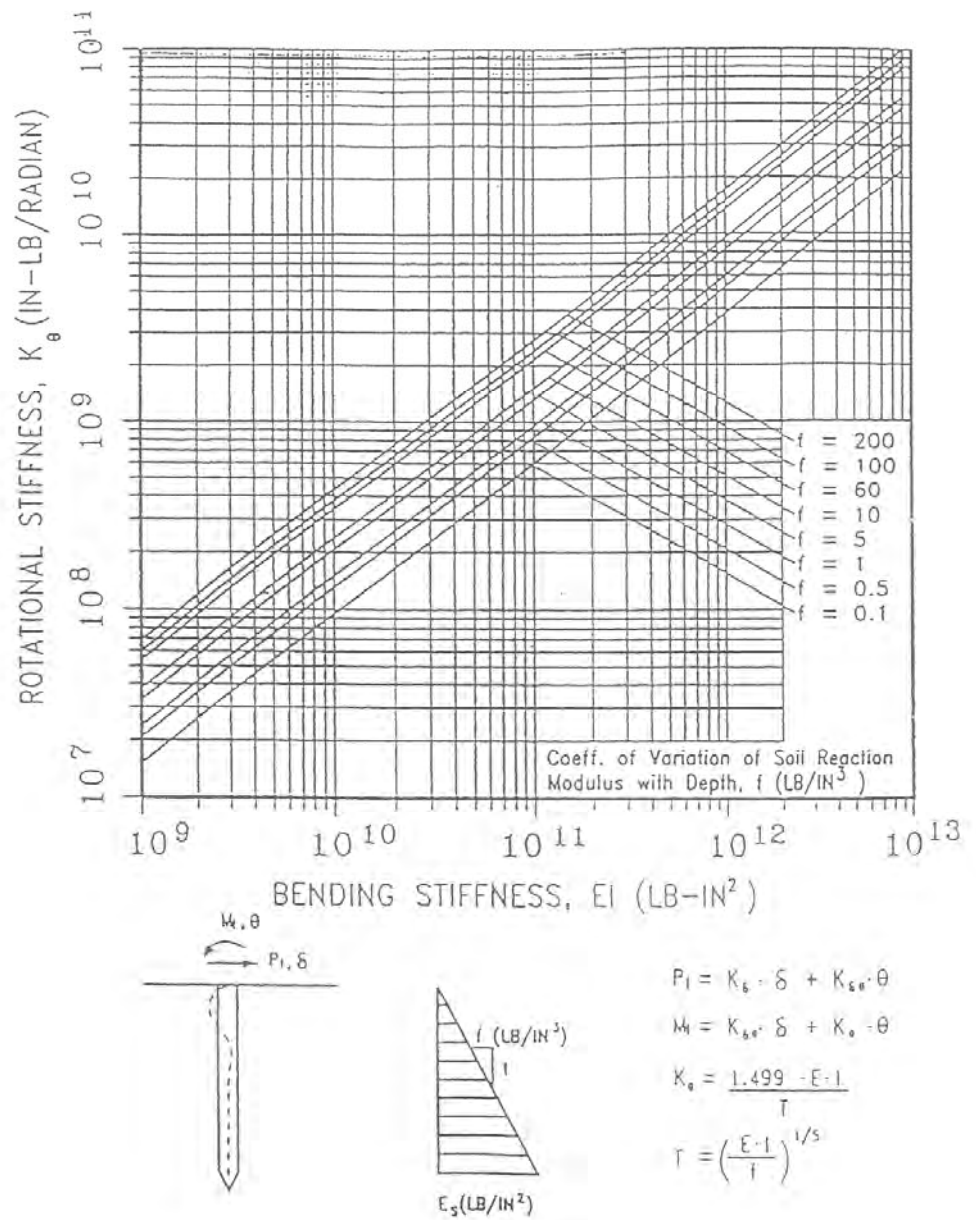


Figura 6.13 Rigidez rotacional de la cabeza del pilote para conexión fija, PoLam et al. (1998)

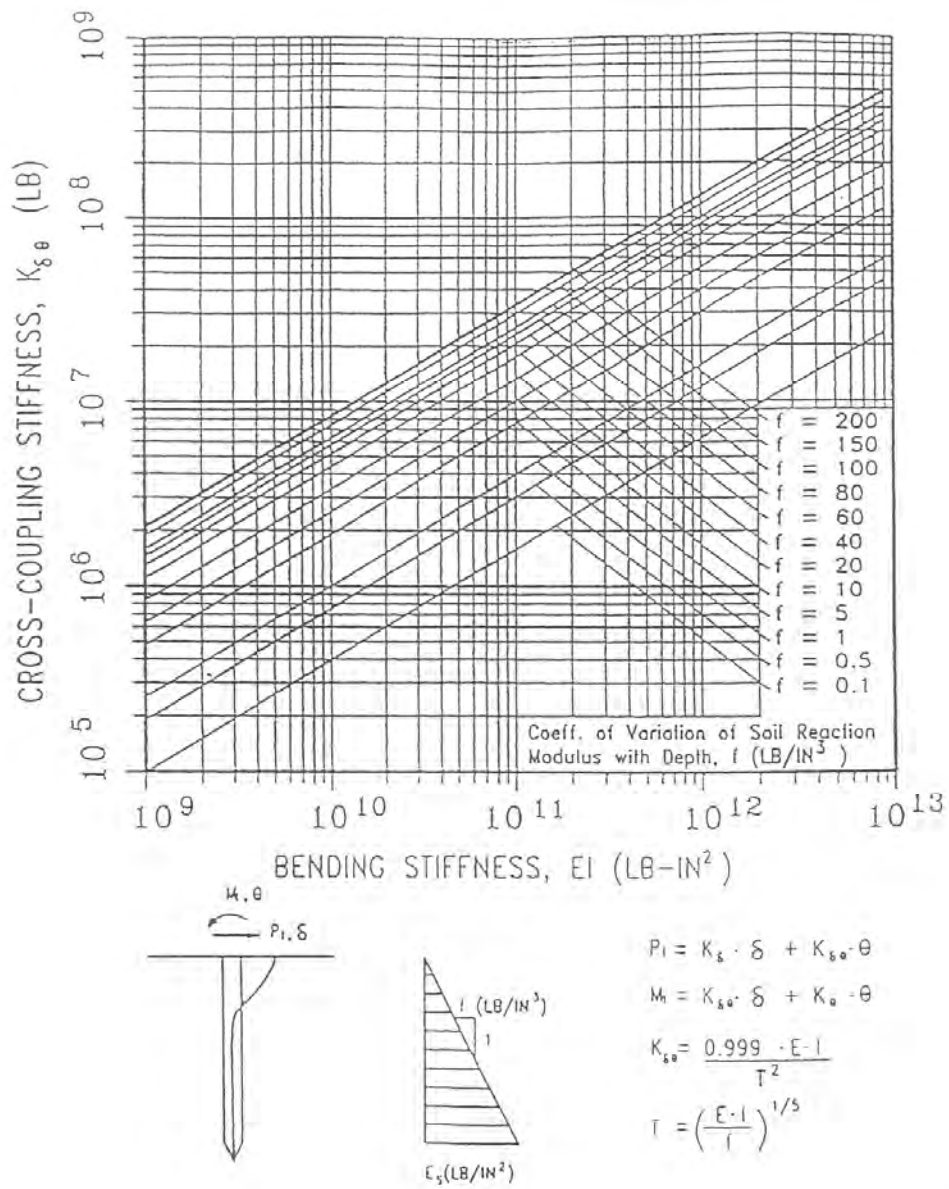
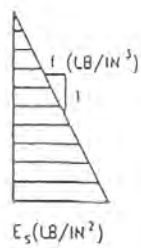
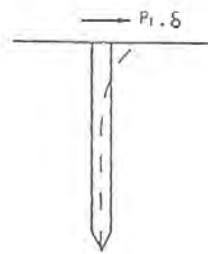
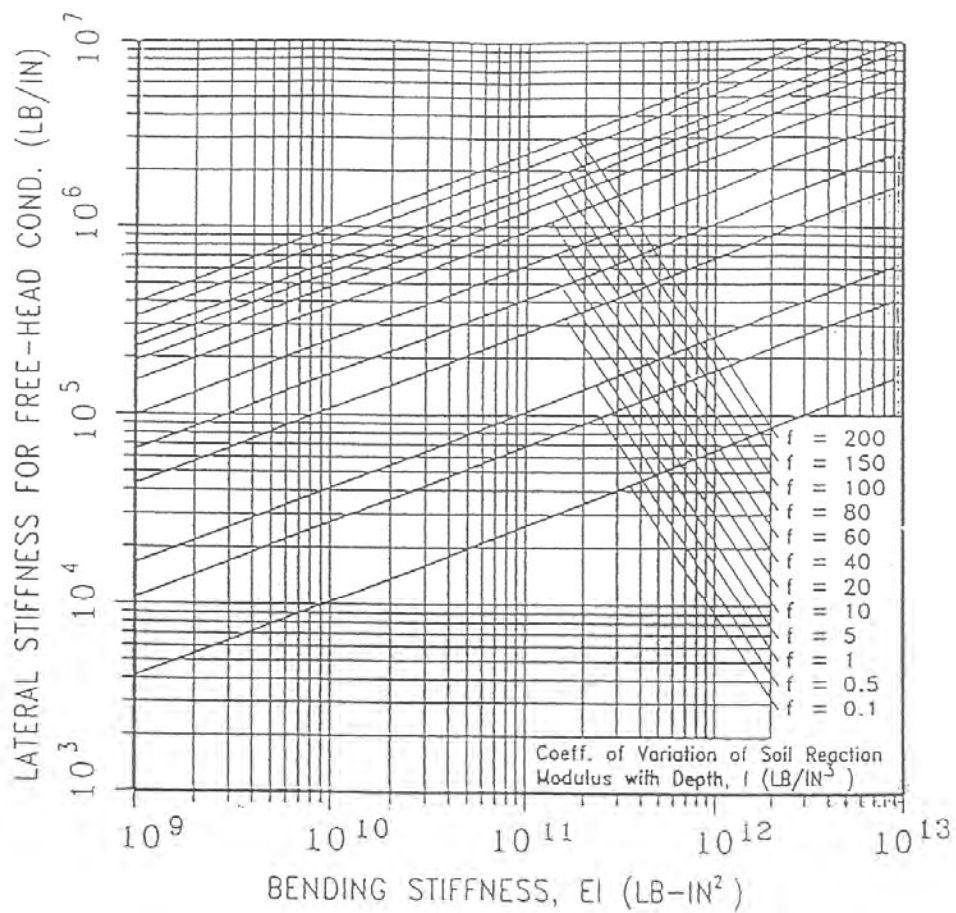


Figura 6.14. Rigidez acoplada de la cabeza del pilote para cabeza del pilote conexión fija, PoLam et al. (1998)



FREE HEAD PILE STIFFNESS

$$= K_s - \frac{K_{bb}^2}{K_b}$$

$$= 0.41 \frac{E \cdot I}{T^3}$$

$$T = \left(\frac{E \cdot I}{f} \right)^{1/5}$$

Figura 6.15. Rigidez acoplada de la cabeza del pilote para cabeza del pilote libre, PoLam et al. (1998)

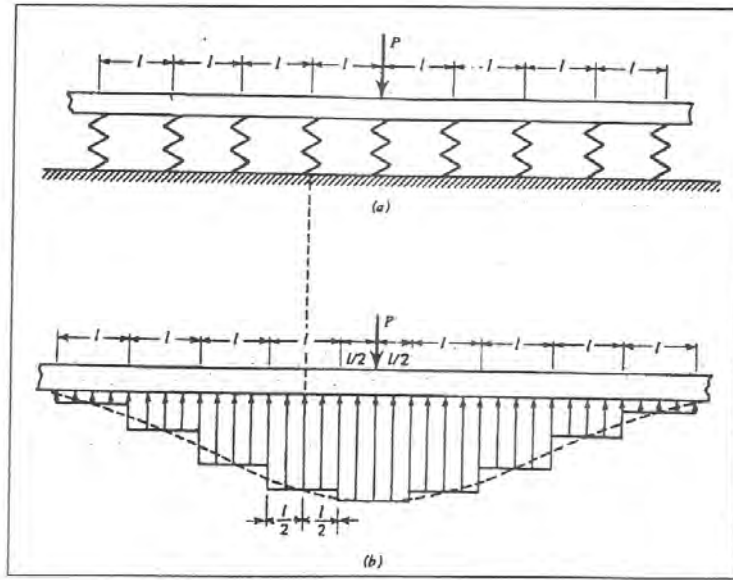


Figura 6.16 Modelo de viga sobre fundación elástica, Boreasi et al. (1996)

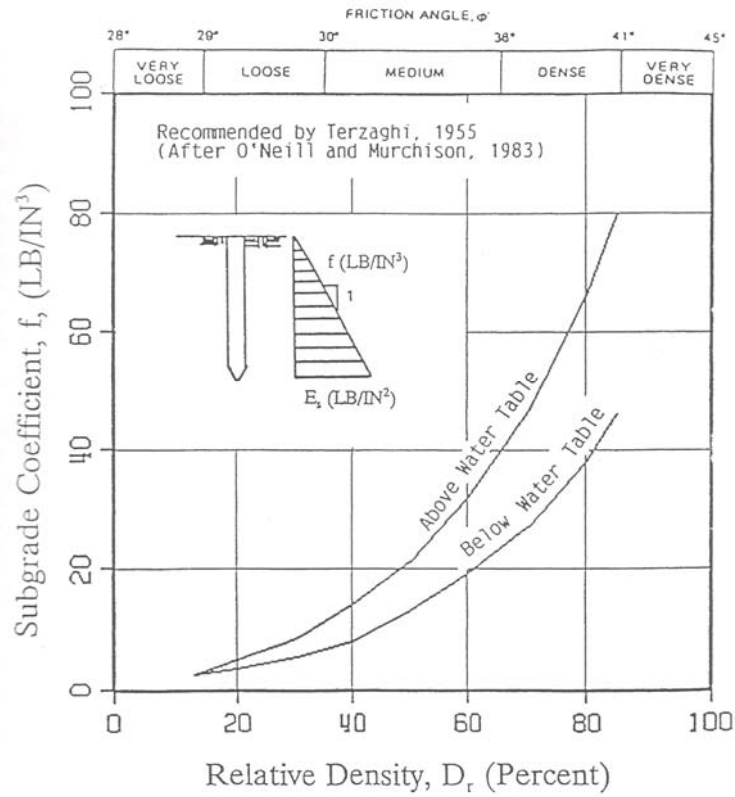


Figura 6.17 Valores del coeficiente de variación, Terzaghi (1955)

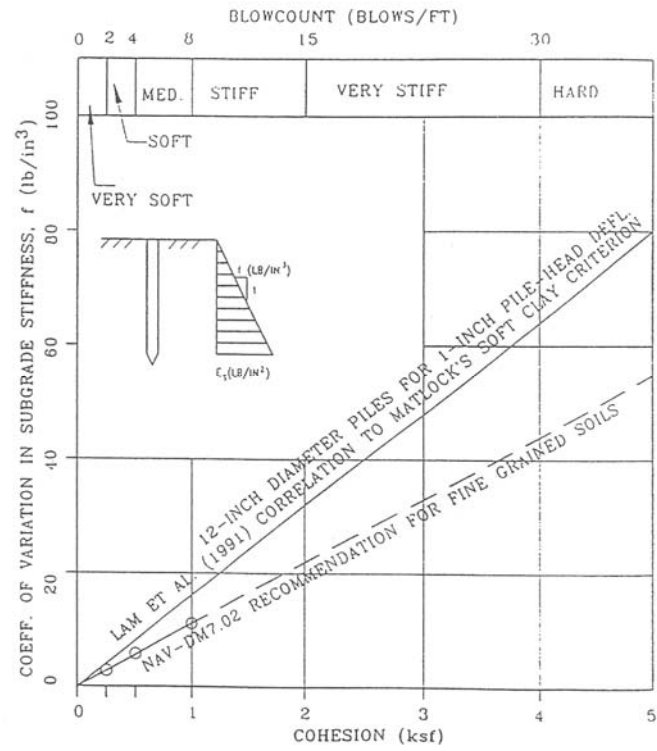


Figura 6.18. Valores del coeficiente de variación del módulo de subrasante elástico para arcillas, Lam et al. (1991)

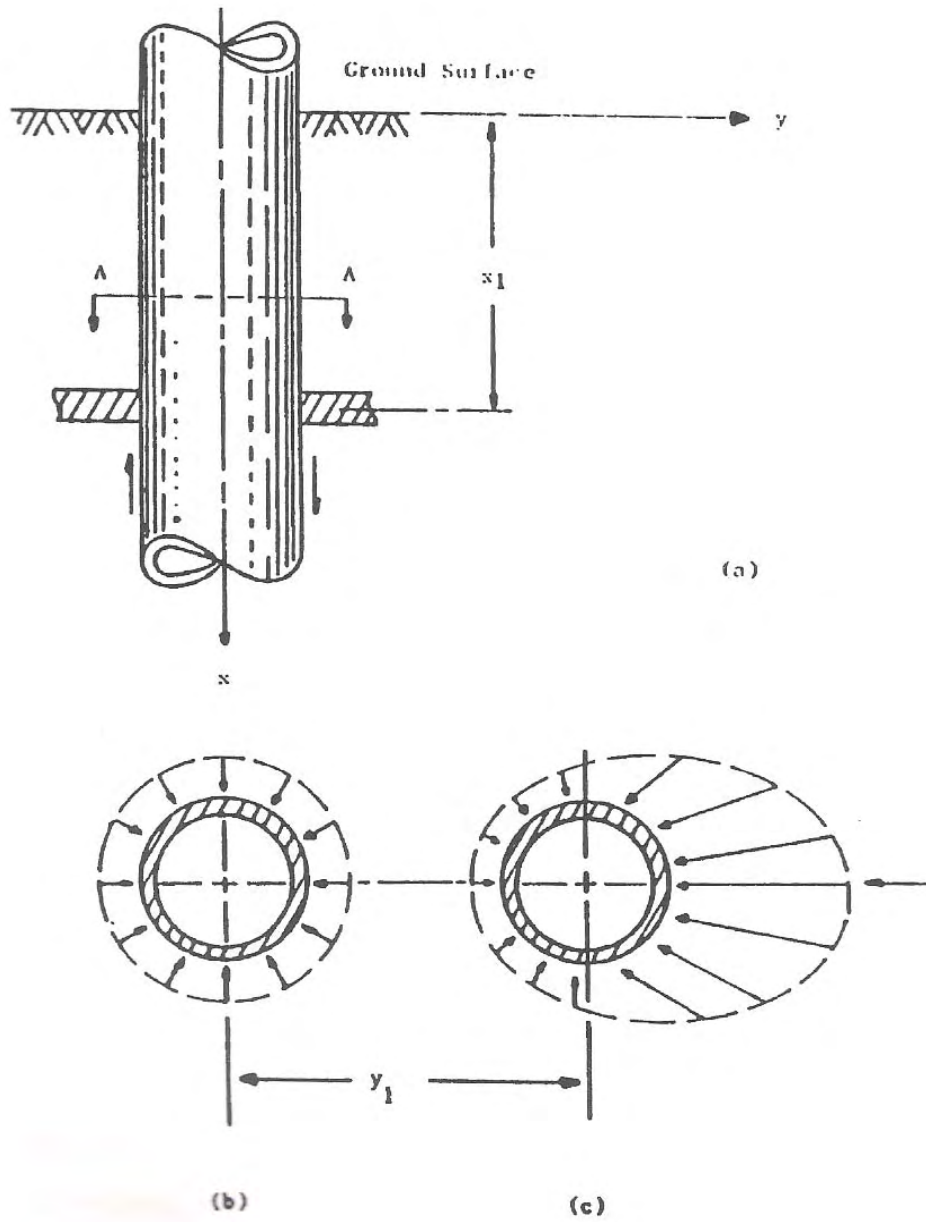


Figura 6.19 Resistencia lateral del suelo, Reese et al. (2003)

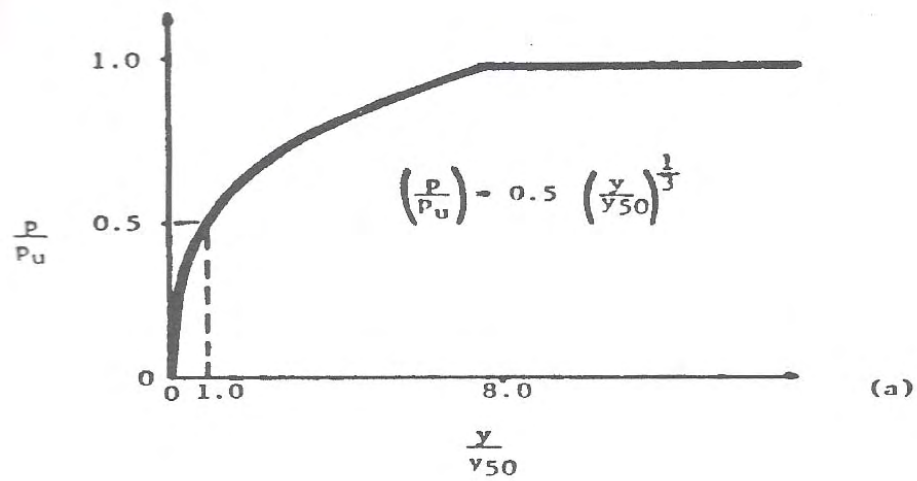


Figura 6.22. Curva p-y para arcillas blandas bajo el nivel freático, Matlock (1970)

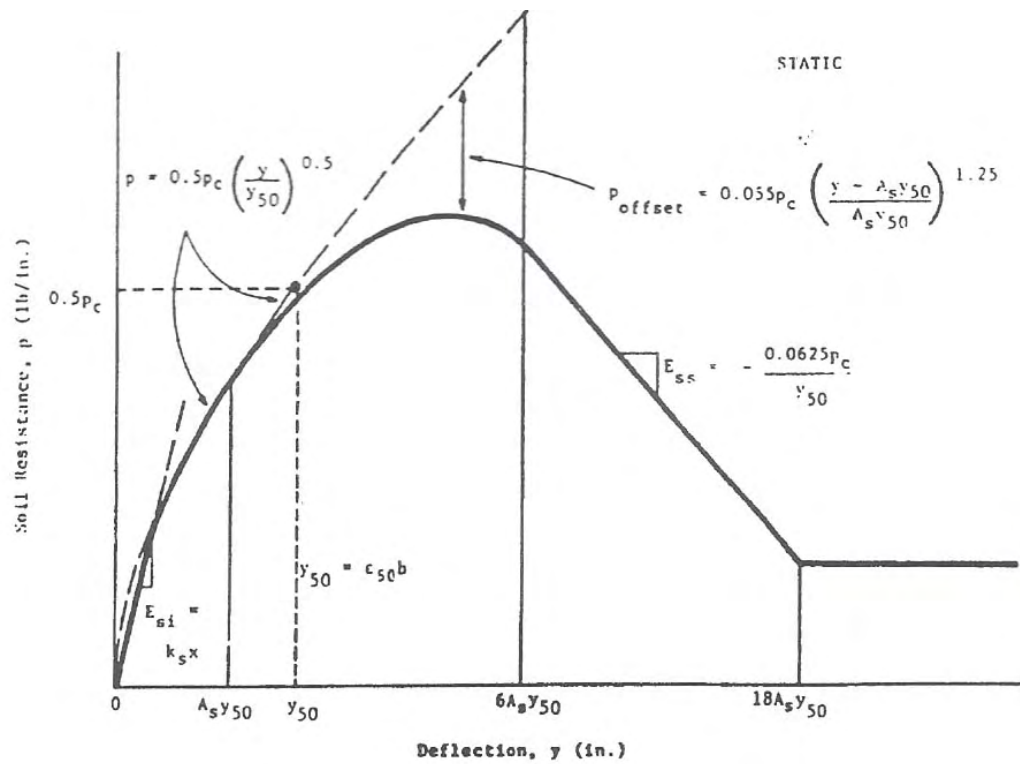


Figura 6.23 Curva p-y para arcillas rígidas bajo el nivel freático, Reese, Cox y Koop (1975)

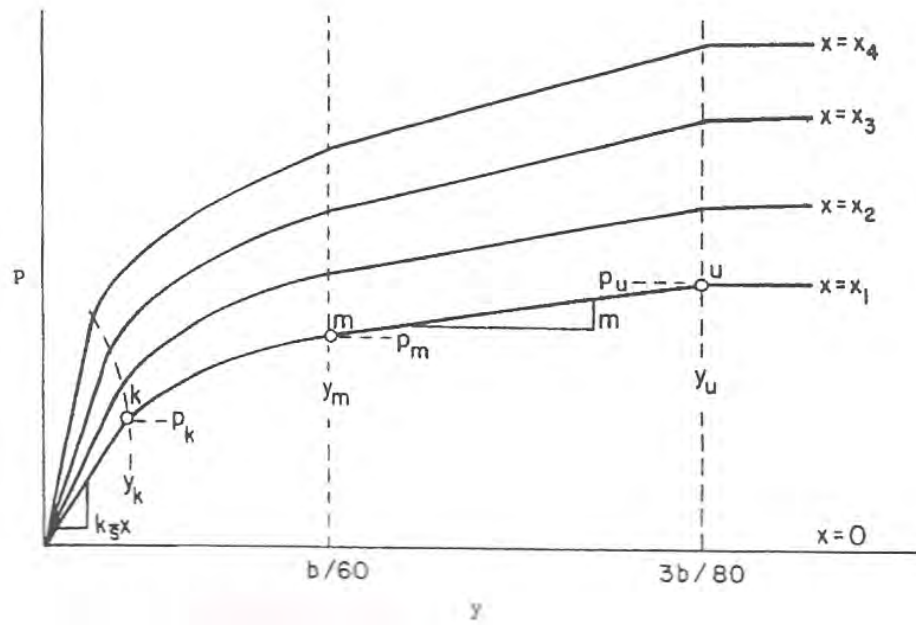


Figura 6.24. Curvas p - y para arenas sobre o bajo el nivel freático, Reese, Cox y Koop (1974)

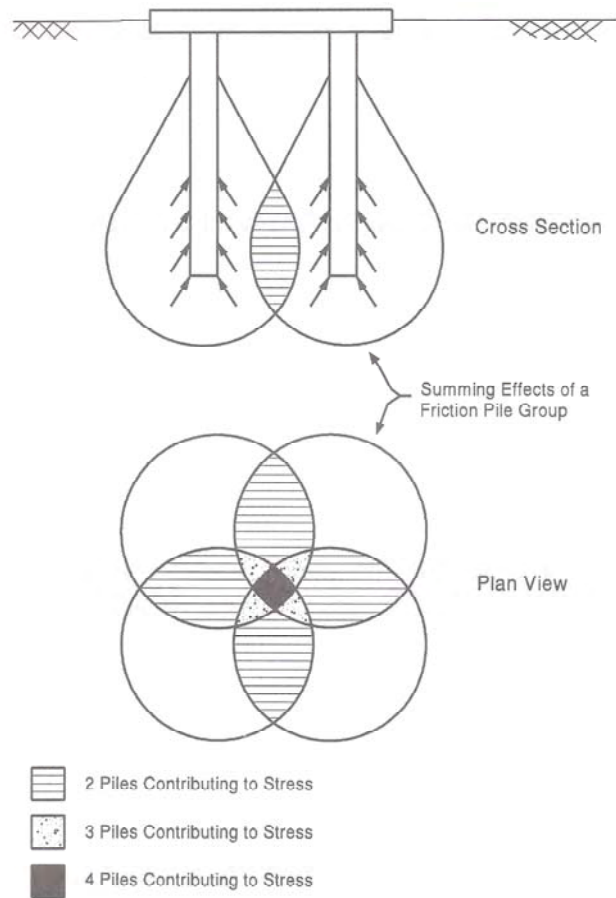


Figura 6.25 Solape de los planos de falla en cortante en un grupo de pilotes, Bowles (1988)

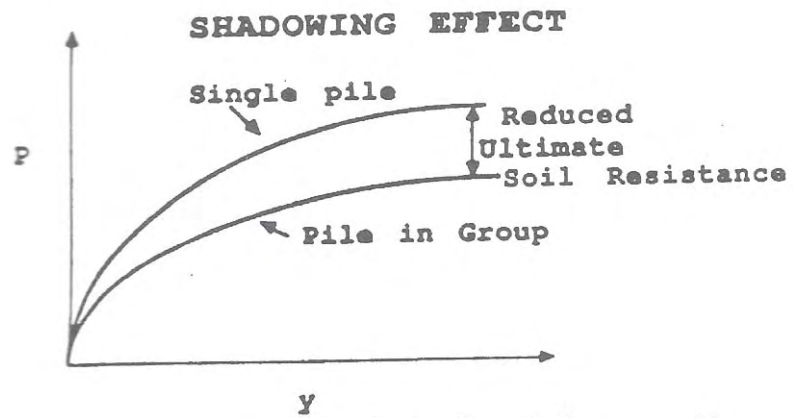


Figura 6.26 Efecto de sombreado en las curvas p - y , Reese et al. (2003)

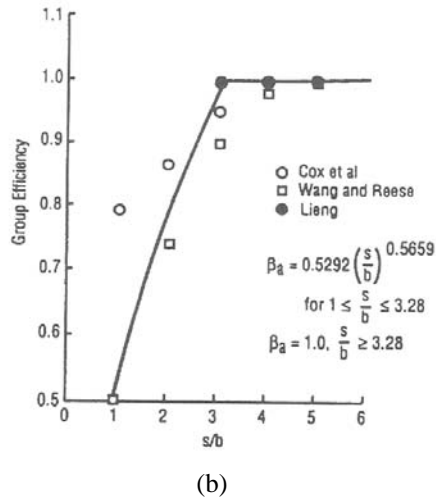
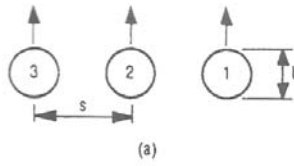


Figura 6.27 Factores de reducción β_a para pilotes lado a lado, Reese et al. (2003)

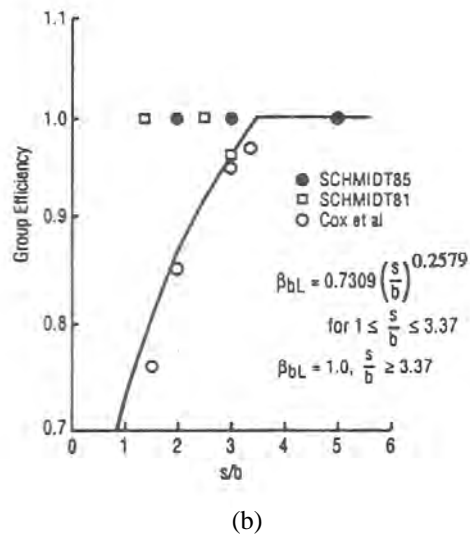
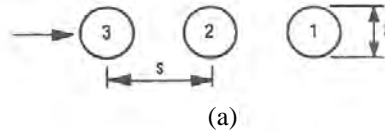


Figura 6.28 Factores de reducción β_{bL} para pilotes de entrada en una línea, Reese et al. (2003)

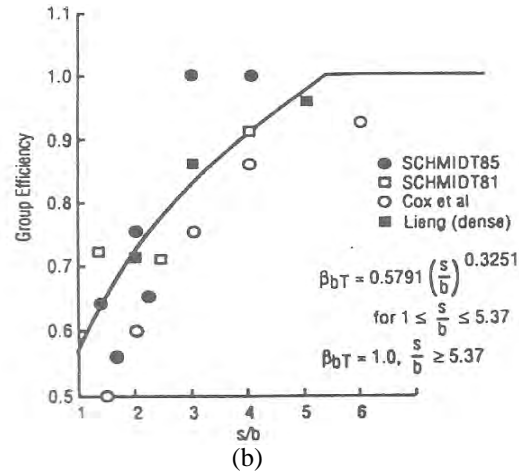
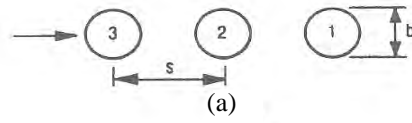


Figura 6.29 Factores de reducción β_{bT} para pilotes de salida en una línea, Reese et al. (2003)

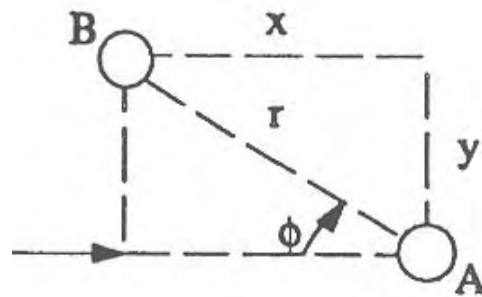


Figura 6.30 Ángulo ϕ para factor de reducción en los pilotes sesgados

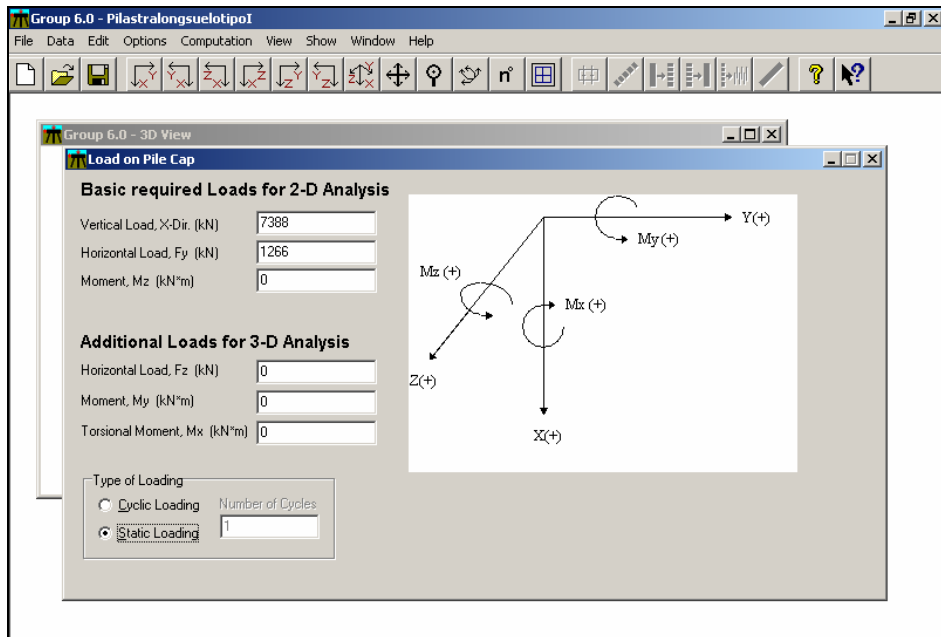


Figura 6.31 Vista de una ventana del programa GROUP 6.0 con las opciones para el análisis en dos y tres dimensiones y las coordenadas globales.

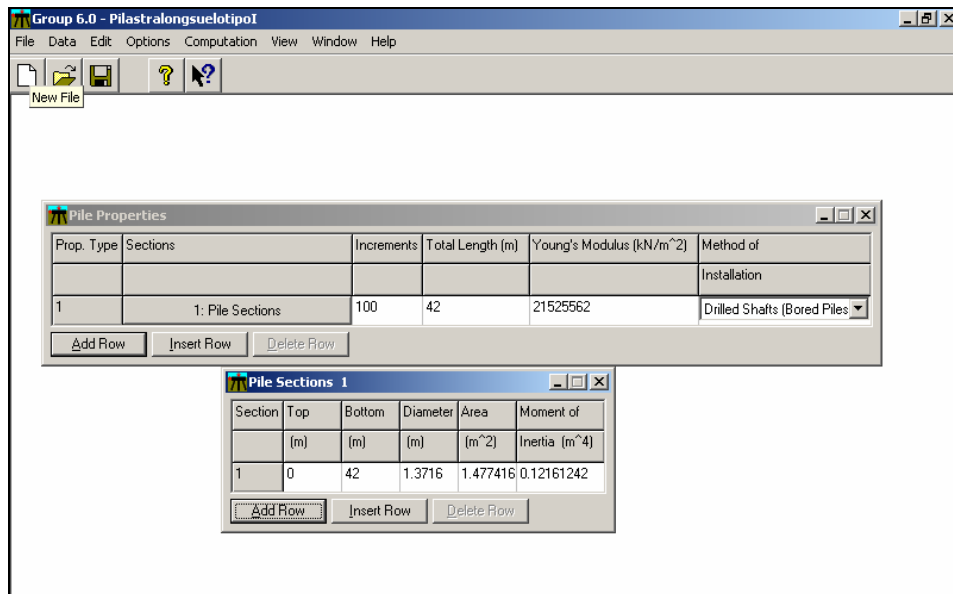


Figura 6.32 Ventana del programa GROUP 6.0 para la entrada de las propiedades de los pilotes

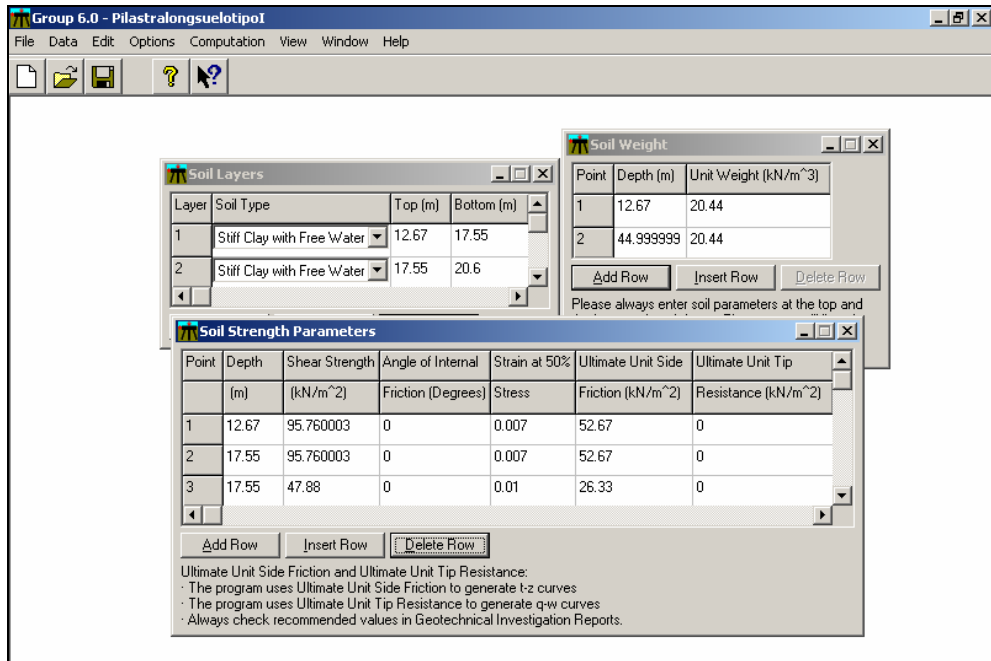


Figura 6.33 Ventanas del programa GROUP 6.0 para la entrada de las propiedades de los estratos de suelo

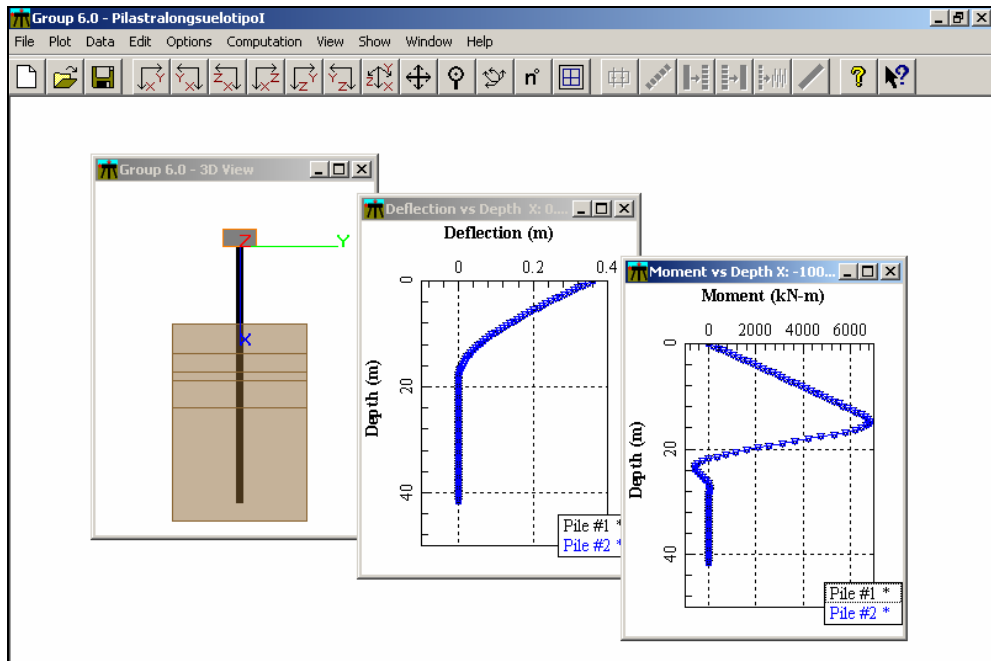


Figura 6.34 Ventanas del programa GROUP 6.0 con las vistas del grupo de pilotes modelado y los gráficos de profundidad vs. deflexión lateral y profundidad vs. momento del grupo de pilotes

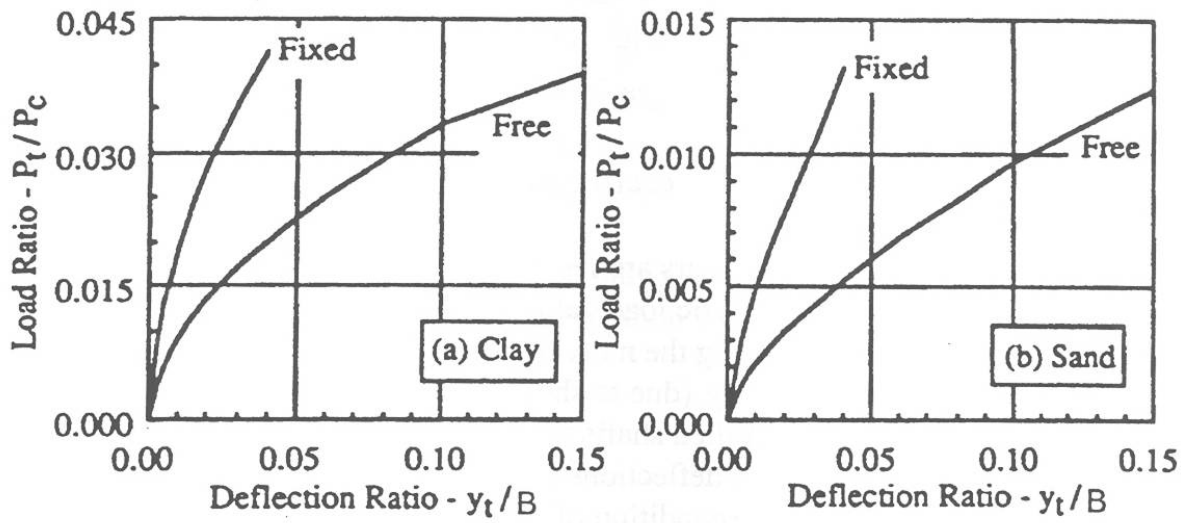


Figura 6.35 Deflexión a nivel del suelo (y_t) en arcillas (a) y arenas (b) debido al cortante a nivel del suelo, Duncan et al. (1994)

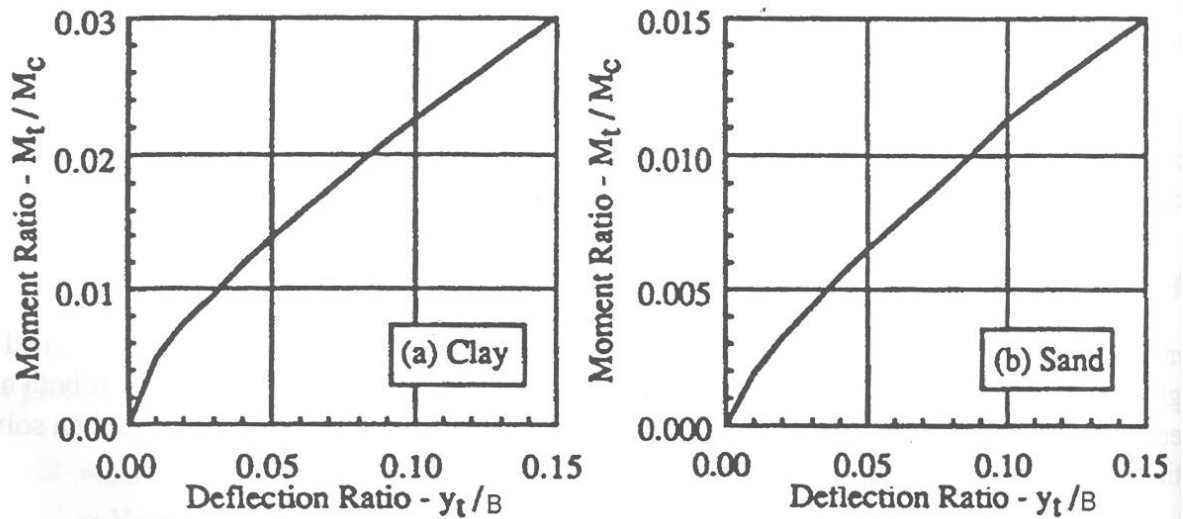


Figura 6.36 Deflexión a nivel del suelo (y_t) en arcillas (a) y arenas (b) debido al Momento a nivel del suelo, Duncan et al. (1994)

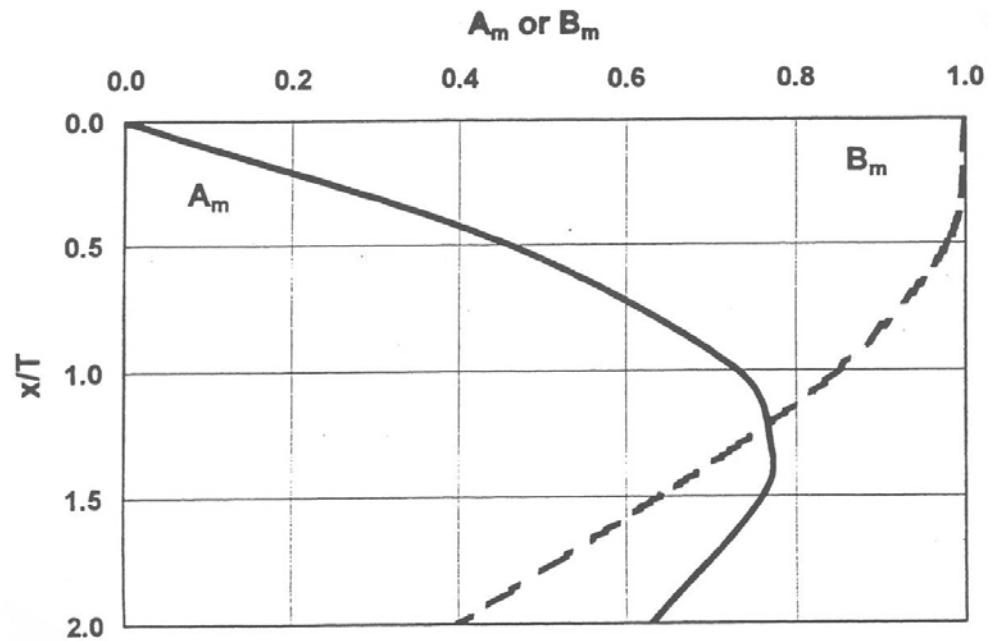


Figura 6.37 Valores de A_m y B_m , Matlock y Reese (1961)

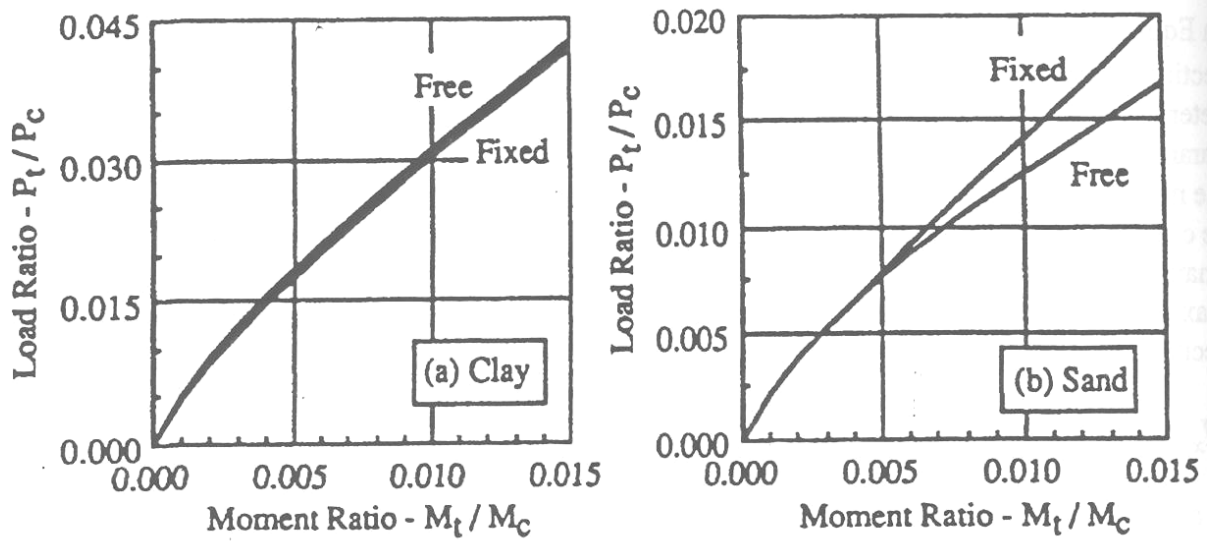


Figura 6.38 Momento máximo del fuste barrenado en arcillas (a) o arenas (b) debido al cortante a nivel del suelo, Duncan et al. 1994

CAPITULO 7

DISEÑO DE LOS FUSTES BARRENADOS Y MODELO PARA EL ANÁLISIS SISMICO DE LOS FUSTES BARRENADOS

7.1 INTRODUCCIÓN

El método utilizado para obtener las curvas de rigidez, así como la metodología utilizada para la modelación y diseño sísmico de los fustes barrenados son presentadas en este capítulo.

El diseño sísmico para cada tipo de suelo se limita al de los fustes barrenados. Para el mismo se siguieron las especificaciones establecidas por el *AASHTO* (1996). Debido a que el objetivo de este estudio es investigar el efecto de la rigidez del suelo-fuste barrenado en el desempeño sísmico de un puente, el análisis sísmico del modelo presentado en el capítulo 5, el cual está cimentado sobre pilotes, esta fuera del alcance de este estudio. El modelo simplificado utilizado para el análisis sísmico de los fustes barrenados se describe en este capítulo.

En el transcurso de este capítulo se presentan los siguientes resultados: (1) las curvas de rigidez del suelo-fuste barrenado obtenidas mediante el programa GROUP 6.0 (Ensoft Inc.) para los 5 tipos de suelo mencionados en el capítulo 3; (2) una comparación entre los desplazamientos de los fustes barrenados obtenidos con el programa GROUP 6.0 y los obtenidos utilizando el método de carga característica desarrollado por Duncan et al. (1994); (3) la cuantía de acero, espaciado y capacidad obtenida del diseño de los fustes barrenados.

7.2 MODELO MATEMATICO PARA EL ANALISIS SISMICO DEL PUENTE SOBRE FUSTES BARRENADOS

En la Figura 7.1 se muestra el modelo matemático utilizado para el análisis sísmico de los fustes barrenados. A excepción de las características presentadas en este capítulo el modelo utilizado para el análisis sísmico reúne las mismas características del modelo presentado en el capítulo 5.

El modelo se compone de las luces 5, 6, 7 y 8 del modelo original presentado en la Figura 5.1 que corresponde al puente instrumentado. Se seleccionó esta sección del modelo original debido a que la misma debe exhibir una mayor flexibilidad pues contiene las pilastras más altas en todo el puente. La extensión desde el nivel del suelo al centroide de la viga de coronación para las pilastras 1, 2 y 3 se muestra en la Tabla 7.1. Estas alturas son iguales a las de pilastras 5, 6 y 7 del modelo original. En la Figura 7.2 se ilustra una de las pilastras tipo “*pile bent*” que componen el modelo. A diferencia del modelo original, éste se compone de 3 columnas que son la extensión de 3 fustes barrenados de igual diámetro.

El grado de libertad traslacional vertical es restringido, en ambos extremos del modelo por medio de rodillos bajo las vigas AASHTO TIPO VI como se muestra en la Figura 7.3. De esta manera el movimiento en la dirección longitudinal y transversal del modelo va a depender únicamente de la rigidez provista por las pilastras tipo “*pile bent*” cimentadas sobre fustes barrenados. A diferencia del modelo del puente instrumentado, el cual posee juntas de expansión térmicas, en el nuevo modelo se considera que el mismo posee juntas de expansión sísmica para acomodar la demanda en desplazamiento lateral del puente durante un terremoto. De esta manera tenemos un modelo idealizado de un

puede con pilastras tipo “*pile bent*” cimentado sobre fustes barrenados y con juntas de expansión sísmica en los extremos del puente. Aunque se halla utilizado parte del modelo del puente instrumentado como base para el modelo del puente sobre fustes barrenados en ninguna forma los resultados obtenidos en este estudio son un reflejo del desempeño sísmico del puente instrumentado. Los resultados y conclusiones en este estudio competen a puentes con pilastras tipo “*pile bent*” cimentados sobre fustes barrenados y provistos de juntas de expansión sísmica en los extremos del puente.

En este estudio se consideraron dos diámetros para los fustes barrenados y/o columnas. En la práctica los fustes barrenados se construyen con diámetros en múltiplos de 15.24 cm (6 in). Se seleccionó un primer diámetro de 1.372 m (4.5 ft), valor similar al diámetro de las columnas del modelo original, 1.3 m (4.265 ft). Un segundo diámetro de 1.829 m (6 ft) es escogido el cual es el máximo posible ya que la razón (s/d) entre el espacio centro a centro y el diámetro de los fustes barrenados no debe exceder 2.5 por razones constructivas. En la Tabla 7.2 se enumeran las propiedades de los dos diámetros asignadas a los modelos. En la Tabla 7.3 se muestran valores sugeridos por el código *ACI* (2002) para el momento de inercia de diversos elementos considerando el agrietamiento. La inercia asignada a ambos diámetros corresponde al 70% de la inercia bruta (I_g) de la sección.

La rigidez del suelo-fuste barrenado se incorporó al modelo mediante resortes ubicados en el centroide de las columnas o fustes barrenados a nivel del suelo como se muestra en la Figura 7.4. Estos resortes corresponden a las curvas de rigidez Fuerza vs Desplazamiento y Momento vs Rotación presentadas y discutidas en la sección 7.4.

7.3 LONGITUD DE LOS FUSTES BARRENADOS

La longitud de los fustes barrenados la determina la capacidad axial requerida. En la sección 6.3 se resume la teoría relacionada a la capacidad axial de los fustes barrenados.

El código *AASHTO* (1996) define las combinaciones de carga a ser aplicadas a la fundación según se discute en la sección 7.5. En el caso de la carga axial, ésta proviene del peso propio de los elementos que componen la estructura. La carga axial aplicada a cada fuste barrenado para los dos diámetros se presenta en las Tablas 7.4 y 7.5. Los fustes barrenados se diseñaron con un factor de seguridad de 2.5 para una capacidad axial mayor a 3300 KN y 3600 KN para los diámetros de 1.372 m y 1.829 m respectivamente. En la Tabla 7.6 se muestran las longitudes para los dos diámetros de los fustes barrenados en los cinco tipos de suelo. En el apéndice b se presentan los cálculos realizados para obtener la longitud de los fustes barrenados en los cinco perfiles de suelo.

7.4 CURVAS DE RIGIDEZ SUELO-FUSTE BARRENADO

Para poder incorporar la rigidez del suelo-fuste barrenado en el modelo se obtuvieron las curvas de rigidez Carga Lateral vs. Traslación y Momento vs. Rotación utilizando el programa GROUP 6.0 de Ensoft Inc. De estas curvas se obtuvo una rigidez secante la cual fue asignada a los resortes en el modelo.

Las curvas se realizaron para cada uno de los fustes barrenados del modelo. En el programa GROUP 6.0 se modelaron en dos dimensiones las 3 pilastras para cada diámetro y perfil de suelo distinto en las direcciones longitudinal y transversal del puente según se muestra en la Figura 7.5. Los cinco perfiles de suelo utilizados para el estudio se describen en el capítulo 4. Las propiedades mecánicas para cada tipo de suelo en los

cinco perfiles se muestran en la Tabla 4.2. Las propiedades asignadas a los dos tipos de fuste barrenado en el programa GROUP 6.0 son las presentadas en la Tabla 7.2.

Se utilizó el método de las curvas p - y , discutido en la sección 6.4.1, para modelar la respuesta del suelo a carga lateral con el programa GROUP 6.0. Las curvas p - y utilizadas fueron las recomendadas por Matlock (1970) para arcillas bajo el nivel freático y las recomendadas por Reese, Cox y Koop (1974) para arenas bajo el nivel freático. Estas curvas, las cuales se muestran en las Figuras 6.23, 6.24 y 6.26, son generadas automáticamente por el programa GROUP 6.0. La reducción en la resistencia (p) de las curvas p - y del suelo debido al efecto de grupo fue tomada en consideración siguiendo las recomendaciones discutidas en la sección 6.4.2.5.

En la Figura 7.6 se ilustra la orientación de la pilastra relativa a la carga lateral y el número asignado a cada fuste barrenado del grupo en la pilastra. En el transcurso de los próximos capítulos los fustes barrenados y/o columnas se identifican con un número de dos dígitos, el primero indica el número de la pilastra según se muestra en la Figura 7.1 y el segundo el número del fuste barrenado extendido y/o columna en la pilastra según se muestra en la Figura 7.6. Siguiendo este arreglo se obtuvieron la eficiencia (β) y el factor de reducción (f_m) de cada fuste barrenado en el grupo en las direcciones longitudinal y transversal. Estos valores se muestran, respectivamente, en las Tablas 7.7 y 7.8. En el apéndice c se presentan las propiedades de los cinco perfiles de suelo introducidas al programa GROUP 6.0 (Ensoft, Inc.), la geometría del modelo realizado en GROUP 6.0 (Ensoft, Inc) de las pilastras con fustes barrenados y las curvas p - y generadas por GROUP 6.0 (Ensoft, Inc.).

Debido a que el programa GROUP 6.0 (Ensoft, Inc.) no genera las curvas de rigidez para un fuste barrenado individual, la siguiente metodología fue utilizada para obtener las mismas:

- 1) Una carga lateral es aplicada en el centroide de la viga de coronación según se ilustra en la Figura 7.6. Según el modelo realizado en GROUP 6.0, (ver figura 7.5), esta carga va en la dirección Y de los ejes globales. Un modelo individual en dos dimensiones fue realizado tanto para la dirección transversal como para la longitudinal.
- 2) Una vez toda la información pertinente a las propiedades y características de cada perfil de suelo y de los fustes barrenados eran introducidos en el programa se procedía a realizar la corrida del mismo.
- 3) Luego de ejecutar la corrida el programa brinda, según se muestra en la Figura 7.7, el cortante, momento y desplazamiento a lo largo de cada uno de los fustes barrenados. Los valores mencionados son obtenidos a nivel del suelo en las direcciones transversal y longitudinal según se muestra en la Figura 7.6. La rotación es obtenida utilizando la siguiente ecuación:

$$\theta = (\Delta_i - \Delta_{i+1})/h \quad (7.1)$$

Donde:

Δ_i = deflexión lateral del fuste barrenado en nodo i a nivel del suelo

Δ_{i+1} = deflexión lateral del fuste barrenado en un nodo i + 1 bajo el nivel del suelo

h = distancia vertical entre el nodo i y el nodo i + 1

- 4) Para cada valor de carga transversal P_T y longitudinal P_L aplicada se obtienen los respectivos cortantes, momentos, desplazamientos y rotaciones a nivel del suelo en cada fuste barrenado según se muestra en la Figura 7.6. Con estos valores se realizan las curvas de rigidez, las cuales se muestran en las Figuras 7.8 a 7.11, de Cortante vs. Traslación y Momento vs. Rotación de cada fuste barrenado en los cinco perfiles de suelo en las direcciones longitudinal y transversal.
- 5) Finalmente se obtiene la rigidez a nivel del suelo de cada fuste barrenado en las pilastras en las direcciones longitudinal y transversal utilizando las siguientes ecuaciones:

$$K_{\Delta L} = V_L / \Delta_L \quad (7.2)$$

$$K_{\theta L} = M_L / \theta_L \quad (7.3)$$

$$K_{\Delta T} = V_T / \Delta_T \quad (7.4)$$

$$K_{\theta T} = M_T / \theta_T \quad (7.5)$$

Donde:

$K_{\Delta L}$ y $K_{\theta L}$ = rigidez traslacional y rotacional en la dirección longitudinal de la pilastra

V_L y M_L = cortante y momento a nivel del suelo en la dirección longitudinal de la pilastra

Δ_L y θ_L = traslación y rotación a nivel del suelo en la dirección longitudinal de la pilastra

$K_{\Delta T}$ y $K_{\theta T}$ = rigidez traslacional y rotacional en la dirección transversal de la pilastra

M_T y V_T = cortante y momento a nivel del suelo en la dirección transversal de la pilastra

Δ_T y θ_T = traslación y rotación a nivel del suelo en la dirección longitudinal de la pilastra

Dado que los fustes barrenados exhiben una mayor flexibilidad debido al acoplamiento entre los grados de libertad rotacional y traslacional (PoLam et al. 1998), dicho acoplamiento fue incorporado en los resortes del modelo. Según se ilustra en la Figura 7.6 el fuste barrenado puede rotar o desplazarse a nivel del suelo sin ninguna restricción. En el modelo en dos dimensiones la rotación y traslación del pilote a nivel del suelo son el producto del cortante y momento aplicados simultáneamente a nivel del suelo. Por lo tanto, al obtener la rigidez traslacional del fuste barrenado por ejemplo, utilizando las ecuaciones 7.2 y 7.4, el efecto de acoplamiento entre el momento y el desplazamiento es considerado debido a que la magnitud del desplazamiento está asociada tanto al cortante como al momento aplicado. De igual manera al obtener la rigidez rotacional del fuste barrenado utilizando las ecuaciones 7.3 y 7.5, el efecto de acoplamiento entre el cortante y la rotación es considerado debido a que la magnitud de la rotación está asociada tanto al cortante como al momento aplicado.

De las curvas de rigidez presentadas en las figuras 7.8 a 7.11 se desprende que la rigidez suelo-fuste barrenado varía según el tipo de suelo. Para los perfiles de suelo 1 y 2, los cuales son los más competentes y se clasifican ambos como suelo tipo II según el código *AASHTO* (1996), la rigidez es mayor según se muestra en las curvas. En la Figura 4.2 se muestra el primer estrato del perfil de suelo I el cual es una arcilla rígida mientras que el primer estrato del perfil de suelo 2 es una arcilla blanda. La mayor rigidez inicial

del perfil de suelo I sobre el perfil de suelo II se debe a la mejor calidad del primer estrato de suelo. Sin embargo a mediados de la curva se ilustra una mayor rigidez del perfil de suelo II en comparación con el perfil de suelo I. Hay que señalar que la rigidez del suelo-fuste barrenado es no-lineal y a medida que la carga sobre el fuste barrenado aumente será necesaria una mayor movilización del suelo alrededor del fuste para proveer la resistencia necesaria. De esta manera irá aumentando la profundidad del suelo que moviliza el fuste barrenado según aumente la carga sobre el mismo. Por lo tanto, el cambio en la rigidez se debe a que en el perfil de suelo II el segundo estrato es una arcilla rígida mientras que en el perfil de suelo I el segundo estrato es una arcilla media. Lo mismo ocurre en los perfiles de suelo III y IV (ver figuras 4.2 y 4.3) donde la rigidez inicial se ve dominada por el estrato de suelo inicial y según aumenta la carga sobre el fuste barrenado la calidad del segundo estrato define la rigidez final del fuste barrenado. En el perfil de suelo V (ver figura 4.3) la rigidez del suelo-fuste barrenado proviene en su mayoría del estrato inicial debido que la zona de interacción del suelo-fuste barrenado, la cual según Duncan et al. (1994) es hasta diez diámetros de profundidad, se encuentra casi totalmente en ese estrato.

En la Tabla 7.10 se muestra la comparación de los resultados de fuerzas, momentos, desplazamientos y rotaciones a nivel del suelo entre los modelos longitudinal y transversal de la pilastra 3 en el perfil de suelo I realizados en GROUP 6.0 y el modelo realizado en SAP2000 de la misma pilastra con resortes a nivel del suelo que simulan la interacción suelo-fuste barrenado en el perfil de suelo I. En la Figura 7.12 se muestran ambos modelos. El por ciento de error es menor al 5 % para todos los casos.

En la Tabla 7.11 se compara el desplazamiento longitudinal obtenido con GROUP 6.0 y con el método de carga característica de Duncan et al. (1994), presentado en la sección 6.6, de un fuste barrenado en el perfil de suelo tipo 5. De los cinco perfiles de suelo sólo el perfil 5 posee un primer estrato uniforme hasta una profundidad de ocho diámetros el cual es el tamaño mínimo necesario para aplicar el método de carga característica. Se demuestra que el método de carga característica produce desplazamientos conservadores pero en un orden de magnitud similar a los obtenidos con GROUP 6.0. Esta comparación con un método ya establecido también demuestra la validez del procedimiento seguido para obtener las curvas de rigidez suelo-fuste barrenado.

7.5 COMPARACION DE LA RIGIDEZ DE LOS FUSTES BARRENADOS CON LA RIGIDEZ DEL GRUPO DE PILOTES DEL PUENTE INSTRUMENTADO

La rigidez longitudinal y transversal de la pilastra 7 (ver figura 3.2) del puente instrumentado cimentado sobre un grupo de pilotes fue obtenida y comparada con la rigidez de la pilastra 3 (ver figura 7.1) del puente sobre fustes barrenados con 1.372 m de diámetro. La pilastra esta cimentada sobre el grupo de pilotes tipo A (ver Figura 3.12). Ambas pilastras poseen la misma elevación sobre el nivel del suelo, igual diámetro de columnas y para ambas se obtuvo la rigidez considerando el perfil de suelo cinco (ver Figura 4.3).

En el apéndice d se muestra el grupo de pilotes modelado y las propiedades correspondientes al perfil de suelo cinco introducidas en el programa GROUP 6.0. Las curvas de rigidez desacopladas de carga vs desplazamiento lateral y momento vs rotación fueron obtenidas en las direcciones longitudinal y transversal utilizando el programa

GROUP 6.0. Un modelo de la pilastra fue realizado en SAP 2000 en el cual la rigidez del grupo de pilotes obtenida en GROUP 6.0 fue incorporada a la fundación mediante resortes a nivel del suelo en el centroide de la pilastra. Se presentan las cargas aplicadas a la pilastra sobre el grupo de pilotes en la dirección longitudinal y transversal. La carga corresponde a la carga sísmica elástica que recibe la pilastra 7 al realizarse un análisis espectral en la dirección longitudinal del puente modelado presentado en el capítulo 5. Esta carga fue aplicada en el centroide de la viga de coronación.

La pilastra sobre fustes barrenados fue modelada en GROUP 6.0. En las figuras se muestra la pilastra tipo “*pile bent*” junto con el suelo y las propiedades de los mismos introducidas en el programa GROUP 6.0. La carga corresponde a la carga sísmica elástica que recibe la pilastra 3 al realizarse un análisis espectral en la dirección longitudinal y transversal del modelo presentado en este capítulo.

La rigidez longitudinal y transversal para la pilastra 7 sobre el grupo de pilotes y para la pilastra 3 sobre fustes barrenados se presenta en el apéndice d. Según se ilustra en las figuras si el grupo de pilotes fuera reemplazado por los fustes barrenados de la pilastra 3 la rigidez de esta pilastra disminuiría. En las tablas se muestra como la rigidez longitudinal es la que estaría sujeta a una mayor reducción.

7.6 DISEÑO DE LOS FUSTES BARRENADOS Y ANALISIS ESPECTRAL MULTIMODAL DEL PUENTE

El código *AASHTO* (1996) establece la combinación de cargas a las cuales una estructura puede estar sujeta. Para zonas sísmicas como Puerto Rico se debe considerar la respuesta sísmica del suelo en el lugar y las características dinámicas de la estructura según establece el código *AASHTO* (1996) en la división I-A de diseño sísmico.

La carga sísmica de diseño para cada componente en una estructura se obtiene de la siguiente ecuación.

$$\text{Carga del grupo} = 1.0(D + B + SF + E + EQM) \quad (7.6)$$

Donde:

D = carga muerta

B = sustentación hidráulica

SF = presión de corrientes de agua

E = presión de tierra

EQM = fuerza sísmica elástica modificada

Para el diseño sísmico de los fustes barrenados la combinación de cargas utilizada incluye la carga muerta y la fuerza sísmica elástica modificada como se muestra en la ecuación 7.7.

$$\text{Carga del grupo} = 1.0(D + EQM) \quad (7.7)$$

La fuerza sísmica elástica modificada (EQM) de un puente se obtiene realizando un análisis espectral multimodal en las direcciones longitudinal y transversal del puente. Debido a que es incierta la dirección en que ocurre el terremoto se realiza la siguiente combinación ortogonal de las fuerzas sísmicas elásticas:

$$\text{LC 1} = 100\%EQ_{\text{Long}} + 30\%EQ_{\text{Transv}} \quad (7.8)$$

$$\text{LC 2} = 30\%EQ_{\text{Long}} + 100\%EQ_{\text{Transv}} \quad (7.9)$$

Donde:

LC1, LC2 = combinación ortogonal de la carga sísmica elástica

EQ_{Long} = carga sísmica elástica en la dirección longitudinal

EQ_{Transv} = carga sísmica elástica en la dirección transversal

De esta manera se obtienen dos casos de carga en donde se aplica a la estructura un 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección más el 30% de las fuerzas sísmicas de la otra dirección.

La fuerza de diseño sísmica elástica modificada (EQM) para cada elemento en la estructura se obtiene dividiendo las fuerzas sísmicas elásticas por su correspondiente factor de modificación de respuesta (R) según se muestra en la ecuación 7.9.

$$EQM = LC1/R = LC2/R \quad (7.10)$$

Para la fundación de un puente el código *AASHTO* (1996) recomienda un factor de modificación de respuesta (R) igual a 1.0.

7.6.1 Análisis espectral multimodal

El código del *AASHTO* (1996) presenta cuatro métodos para el análisis sísmico de los puentes. La selección del método es determinada por el número de luces y la distribución del peso y rigidez a lo largo del puente. De esta forma el puente es clasificado como regular o no regular. Los puentes regulares tienen menos de siete luces, y no exhiben cambios abruptos de peso, rigidez o geometría. El modelo utilizado se clasificó como no regular pues es curvo en la dirección longitudinal y vertical. Esta irregularidad en la geometría puede inducir acoplamiento de cada modo de vibración en las direcciones longitudinal, transversal y vertical.

Utilizando el programa SAP 2000 se realizó un análisis espectral multimodal del puente sobre fustes barrenados. Para realizar esto el código establece que el movimiento longitudinal debe tener una línea de acción que pase a través del centro de ambos extremos del puente. El movimiento transversal estará dirigido en dirección perpendicular a la línea de acción longitudinal. El código *AASHTO* (1996) recomienda

que el análisis incluya un número de modos mínimo igual a tres veces el número de luces del puente. Otra recomendación es verificar que haya una suma de participación de la masa modal superior al 90% (FHWA 1997). En las tablas 7.12 y 7.13 se muestra la participación de masa modal para los dos modelos del puente utilizando la rigidez suelo-fuste barrenado correspondiente al perfil de suelo I presentada en las Tablas 7.15 y 7.16. Para el modelo con fustes barrenados de 1.372 m de diámetro se obtiene una participación de la masa superior al 90% en las direcciones longitudinal y transversal con los primeros dos modos. Para el modelo de 1.829 m se supera el 90% con los primeros cuatro modos. Según recomienda el código AASHTO (1996) las fuerzas y desplazamientos de los modos deben ser combinados utilizando el método CQC (“Complete Quadratic Combination”) el cual maneja la interacción de la respuesta modal cuando los periodos están cercanos. El amortiguamiento asignado a la estructura fue de 5 % según recomienda el FHWA (1997).

En un evento sísmico las fuerzas a las que está sujeta la estructura dependerán del suelo y de las características dinámicas de la estructura. Mediante el método de análisis espectral multimodal es posible obtener las fuerzas sísmicas elásticas para cada tipo de suelo considerado en este estudio. El método utiliza el espectro de respuesta de aceleración del suelo para obtener la fuerza asociada a cada modo de vibración considerado en la estructura.

El código AASHTO (1996) define los espectros de respuesta de aceleración del suelo para cada tipo de suelo. En la Figura 7.13 se presentan los tres espectros de respuesta de aceleración del suelo para los tipos de suelo II, III y IV según definidos por el código AASHTO (1996). En el capítulo 4 se clasifica cada uno de los cinco perfiles de

suelo según establece el código *AASHTO* (1996). En la Tabla 7.14 se muestran el coeficiente de aceleración (A), factor de clasificación de importancia (IC), la categoría de desempeño sísmico, coeficiente de sitio (S) y el coeficiente de respuesta sísmico elástico (Cs) para los tipos de suelo II, III y IV. Estos valores determinan el espectro de respuesta de aceleración del suelo. Las ecuaciones utilizadas fueron las siguientes:

$$C_{sm \max} \leq 2.5A \quad (7.10)$$

$$C_{sm} = A(.8 + 4T_m) \text{ para } T_m < 0.3 \text{ seg. en suelos tipo III y IV} \quad (7.11)$$

$$C_{sm} = 1.2AS/T_m^{.667} \quad (7.12)$$

Donde;

T_m = periodo del modo de vibración m

El análisis espectral multimodal sísmico se realizó para los cinco perfiles de suelo en las direcciones longitudinal y transversal para los dos diámetros de fustes barrenados. Debido a que la rigidez del suelo-fuste barrenado es no-lineal el proceso de obtener los valores para los resortes y las fuerzas de diseño fue iterativo. En la Figura 7.14 se ilustra el procedimiento seguido durante la iteración el cual se resume a continuación:

- 1) Se obtienen la rigidez traslacional y rotacional mediante una rigidez inicial secante obtenida de la pendiente de una línea secante a las curvas de rigidez de los fustes barrenados.
- 2) Se asignan los valores de la rigidez secante inicial a los resortes del modelo matemático.
- 3) Se realiza el análisis espectral multimodal utilizando el programa SAP 2000 y se obtienen los cortantes y momentos en la base del puente.

- 4) Se entra nuevamente a las curvas de rigidez con el cortante y momento correspondientes y se obtienen nuevos valores de rigidez secante.
- 5) Se comparan los nuevos valores de rigidez con los obtenidos inicialmente. Si la diferencia entre éstos es menor del 5% se deja asignado al resorte la rigidez previamente obtenida. Si la diferencia es mayor al 5% se asignan los nuevos valores de rigidez a los resortes para continuar con la iteración hasta obtener una diferencia menor al 5%.

En las Tablas 7.15 y 7.16 se muestran los valores de rigidez secante asignados a los resortes correspondientes al fuste central de la pilastra 1 o fuste 12 para los 5 perfiles de suelo y dos diámetros del fuste barrenado. En ambas tablas se demuestra cómo la rigidez del suelo fuste barrenado disminuye considerablemente a medida que disminuye la calidad en los estratos que componen los perfiles de suelo. Se puede notar también cómo el aumento en el diámetro del fuste barrenado duplica la rigidez traslacional del suelo-fuste barrenado en los perfiles de suelo 1 y 2 y triplica esta rigidez en los perfiles de suelo 3, 4 y 5. Es entonces evidente que para fustes barrenados de gran tamaño el diámetro del fuste tiene un gran impacto en la rigidez del suelo-fuste barrenado pues un incremento del 33% en el diámetro incrementa en un 200% la rigidez traslacional del suelo-fuste barrenado.

En las tablas 7.17 y 7.18 se muestran la carga muerta para los modelos con fustes de 1.372 m y 1.829 m, respectivamente. Los valores de las cargas son relativos a los ejes globales mostrados en la Figura 7.1. En las Tablas 7.19 a 7.22 se muestran las fuerzas que resultan del análisis espectral multimodal en las direcciones longitudinal y transversal para los dos modelos del puente. En estas tablas se puede apreciar cómo la carga total

sobre el puente es distribuida a las 3 pilastras, siendo la pilastra 1 la que menos carga recibe por ser la menos rígida y la pilastra 3 recibe la mayor carga por ser la más rígida. El efecto de grupo se puede notar en la distribución de las cargas sobre cada fuste barrenado en las pilastras. En la dirección longitudinal el fuste barrenado de diámetro 1.829 m en el centro de la pilastra es el que menos carga recibe debido a que el efecto de grupo hace de éste el más débil ya que posee el factor de reducción menor según se muestra en la Tabla 7.8. En la dirección transversal los fustes barrenados en la posición 1 reciben más carga por poseer los factores de reducción mayores mientras que los fustes en la posición 1 reciben menos carga por poseer los factores de reducción menores según la tabla 7.9. En las Tablas 7.23 a 7.26 se muestran los resultados para las combinaciones de carga según la ecuación 7.7. De estas tablas se desprende que el fuste que resulta con la combinación de carga mayor es el 33. Esto es debido a que el mismo está ubicado en la pilastra de menor altura, lo cual ocasiona una mayor atracción de las fuerzas debido a la mayor rigidez de la pilastra y a su vez los factores de reducción para el mismo son los mayores según se muestra en las Tablas 7.7 y 7.8. Este patrón es el mismo para los cinco perfiles de suelo en los dos modelos. En las Tablas 7.27 y 7.28 se muestran las cargas resultantes de las combinaciones de carga para el fuste 33 en los cinco perfiles de suelo para los dos modelos.

7.6.2 Efecto P-Delta

En el diseño de los fustes barrenados se consideró la magnificación de momentos que puede ocurrir debido al desplazamiento lateral excesivo de las pilastras. A este evento se le conoce como el efecto p-delta. El código *AASHTO* (1996) establece que para

elementos esbeltos en compresión un análisis de segundo orden debe realizarse para obtener valores más realistas de los momentos.

Las pilastras del puente se clasifican como pórticos de ladeo “*sway frames*” debido a que pueden ladear libremente en las direcciones longitudinal y transversal. En la Figura 7.14, tomada del código *ACI* (2002), se muestran los distintos largos efectivos para un elemento en compresión en un pórtico de ladeo.

El código *AASHTO* (1996) establece las siguientes relaciones para determinar si es necesario considerar el efecto $P-\Delta$ en un elemento en compresión:

- 1) Si $kl_u/r < 34 - (12M_{1b}/M_{2b})$, el efecto de esbeltez puede ser obviado para elementos en compresión arriostrados contra ladeo.
- 2) Si $kl_u/r < 22$ el efecto de esbeltez puede ser obviado para elementos bajo compresión no arriostrados contra ladeo
- 3) Si $kl_u/r > 100$ se debe realizar un análisis del efecto de esbeltez para todos los elementos en compresión

Donde:

k = factor de longitud efectiva

l_u = longitud sin arriostrar

r = radio de giro = .25grueso de sección

Utilizando la Figura 7.15 se obtuvieron los valores del factor de longitud efectiva (k) para la columna 33 del puente en las direcciones longitudinal y transversal. El valor de l_u asignado equivale a la longitud del fuste barrenado extendido desde la viga de coronación hasta una profundidad en donde la condición de empotramiento perfecto sea generada. En las Tablas 7.29 y 7.30 se muestran la longitud efectiva, el factor de longitud

efectiva y la razón de esbeltez (klu/r) longitudinal y transversal para los dos fustes barrenados y los cinco perfiles de suelo. Un factor de longitud efectiva de 2 fue asignado en la dirección longitudinal de las pilastras, y en la dirección transversal se asignó un factor de longitud efectiva igual a 1. Según se muestra en las tablas 7.29 y 7.30 la longitud sin arriostrar aumenta según disminuye la calidad de los estratos que componen los perfiles de suelo y el diámetro del fuste barrenado. De estas tablas se desprende la necesidad de considerar el efecto P- Δ pues para todos los casos la razón de esbeltez es mayor de 22.

Para obtener el momento que resulta de la magnificación en los momentos debido al efecto P- Δ se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (7.13)$$

Donde:

$$\delta_b = C_m / [1 - (P_u / \phi P_c)] \geq 1.0, \text{ factor de magnificación de momento (carga muerta)} \quad (7.14)$$

$$\delta_s = C_m / [1 - (\Sigma P_u / \phi \Sigma P_c)] \geq 1.0, \text{ factor de magnificación de momento (combinación)} \quad (7.15)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4(M_{1b} / M_{2b}) \geq .4 \text{ para elementos arriostrados contra ladeo} \quad (7.16)$$

$C_m = 1.0$ para el resto de los casos (sway)

$$P_c = \pi^2 EI / (kl_u)^2 \quad (7.17)$$

$$EI = (E_c I_g / 2.5) / (1 + \beta_d) \quad (7.18)$$

$\beta_d =$ momento máxima de carga muerta / (momento máximo de carga total)

$C_m =$ factor de corrección para momento equivalente

$P_u =$ carga axial factorizada

$P_c =$ carga crítica

$\phi = 0.75$, factor de reducción de capacidad

M_{1b} = momento de borde menor debido a la carga muerta

M_{2b} = momento de borde mayor debido a la carga muerta

M_{2s} = momento de borde mayor debido a la combinación de cargas que resulte en desplazamientos apreciables

Debido a que los momentos causados por la carga muerta son despreciables según se muestra en las Tablas 7.17 y 7.18 sólo se tomaron en consideración los momentos a causa de la carga total debida a la combinación ortogonal de las fuerzas sísmicas elásticas. Los momentos máximos en los fustes barrenados fueron obtenidos utilizando el programa GROUP 6.0 en el cual se aplicó en el centroide de la viga de coronación de las pilastras el cortante que resulta de la combinación ortogonal de las fuerzas sísmicas elásticas en la dirección longitudinal y transversal. En las Tablas 7.29 y 7.30 se muestran los cortantes aplicados al modelo en GROUP 6.0.

El programa GROUP 6.0 considera la magnificación en los momentos debido al efecto p-delta por lo cual las ecuaciones presentadas solo se brindan con el objetivo de proveer un trasfondo matemático del efecto p-delta.

En las Tablas 7.31 y 7.32 se muestran la carga axial (P) y los momentos de primer orden máximos longitudinal y transversal (M_{2sl} y M_{2st}) en los fustes barrenados. En las Figuras 7.17 a 7.20 se muestran los diagramas de momento para el fuste barrenado 33 de 1.372 m de diámetro en el perfil de suelo I cargado en la dirección longitudinal y transversal respectivamente. Para obtener el momento sin considerar el efecto p-delta la carga aplicada sobre la pilastra solo consistía de la carga lateral (cortante). El momento debido al efecto p-delta fue obtenido aplicando sobre la pilastra la carga de cortante y axial (p). El momento en la dirección longitudinal comienza en cero a nivel de la viga de

coronación y llega a su valor máximo bajo la superficie del suelo según se ilustra en las Figuras 7.17 y 7.18. El diagrama de momento sin considerar el efecto p-delta en la dirección longitudinal se muestra en la Figura 7.17. En la Figura 7.18 se muestra como el momento máximo incrementa cuando el efecto p-delta es considerado en la dirección longitudinal. En las Figuras 7.19 y 7.20 se muestra el diagrama de momento sin considerar y considerando el efecto p-delta en la dirección transversal. Al igual que en la dirección longitudinal se puede apreciar como el diagrama de momento incrementa al considerarse el efecto p-delta. Se puede apreciar también como a diferencia del diagrama de momento en la dirección transversal el momento máximo se genera a nivel de la viga de coronación. Esta diferencia se debe a que en la dirección transversal la rotación a nivel de la viga de coronación esta restringida mientras que en la dirección longitudinal la rotación a nivel de la viga de coronación no esta restringida. Hay que señalar que, aunque el momento máximo en la dirección transversal ocurre a nivel de la viga de coronación, el momento resultante máximo se produce bajo la superficie del suelo sumando vectorialmente los momentos longitudinal y transversal a la profundidad del momento máximo en la dirección longitudinal.

Los momentos magnificados en las direcciones longitudinal y transversal (M_{cl} y M_{ct}) y factores de magnificación (δ_{sl} y δ_{st}) en el fuste barrenado 33 debido al efecto p-delta se muestran en las Tablas 7.31 y 7.32 para cada perfil de suelo y diámetro de los fustes barrenados. Los valores en estas tablas indican un alto grado de magnificación de los momentos en la dirección longitudinal debido a que en esta dirección ocurren los desplazamientos mayores. En estas tablas se refleja como aumenta el factor de magnificación del momento según el tipo de suelo se hace menos rígido. Para los dos

diámetros de fuste barrenado en el suelo tipo III el momento en la dirección longitudinal se duplica debido al efecto p-delta, en los suelo tipo IV y V este momento se incrementa aproximadamente 2.7 veces debido al efecto p-delta. En la dirección transversal el incremento en el momento causado por al efecto p-delta es mucho menor debido a que el desplazamiento lateral en esta dirección es considerablemente menor como consecuencia de la mayor rigidez de la pilastra en esta dirección según se muestra en las Tablas 7.15 y 7.16.

Finalmente en las Tablas 7.33 y 7.34 se muestran las cargas de diseño axial (P_u/ϕ) y de momento (M_u/ϕ) para el fuste barrenado 33. El momento resultante M_{CR} se obtiene de la resultante de los momentos M_{cl} y M_{ct} en las Tablas 7.31 y 7.32. El factor de reducción de capacidad (ϕ) se obtiene de la Figura 7.21 tomada del *FHWA* (1997).

7.6.3 Diseño de los fustes barrenados

El diseño de los fustes barrenados se limita a determinar la cuantía de acero longitudinal necesaria para resistir las cargas de diseño axial y de momento presentadas en las Tablas 7.33 y 7.34. Esto es debido a que el acero longitudinal es el que genera el mecanismo interno de resistencia lateral del fuste barrenado. Se presume que los fustes están provistos de suficiente acero transversal para proveer un confinamiento adecuado. En la Tabla 7.35 se muestra la resistencia a carga axial y cortante provista por el concreto en los dos fustes barrenados. Las ecuaciones utilizadas para obtener las mismas son las siguientes:

$$\phi P_n = .85\beta\phi f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y \quad (7.19)$$

$$V_n = 2.63\{1 + [P_x/(13780A_g)]\}.85A_v(f'_c)^{0.5} \quad (7.20)$$

$$A_v = .95 A_g \quad (7.21)$$

El programa Section Builder fue utilizado para realizar los diagramas de interacción de los fustes barrenados. En las Figuras 7.22 a 7.26 se muestran los diagramas de interacción para los fustes barrenados diseñados. En la Figura 7.27 se muestran los detalles del acero de refuerzo para los fustes barrenados diseñados. En la Tabla 7.36 se muestra la cuantía de acero (ρ) para los fustes barrenados de 1.372 m y 1.829 m de diámetro en los distintos perfiles de suelo. Para los fustes barrenado de 1.372 m en los perfiles de suelo IV y V la cuantía de acero necesaria sobrepasa la cuantía de acero máxima establecida por el código *AASHTO* (1996) la cual es un 8% del área seccional del fuste barrenado. En estos casos el diseño de los fustes barrenados no es posible debido a que requieren una cantidad de acero excesiva según el código *AASHTO* (1996). El exceso de acero para estos casos es consecuencia del alto grado de magnificación de los momentos (ver tabla 7.31), en estos suelos debido al efecto p-delta. Al compararse los momentos de las tablas 7.31 y 7.32 con los momentos magnificados en las tablas 7.33 y 7.34, es evidente el considerable aumento en los momentos debido al efecto p-delta. De las tablas se desprende el incremento en el grado de magnificación de los momentos según los suelos se hacen más blandos. Para perfiles de suelo cuyos primeros 9 m estén compuestos de arcillas blanda y/o arenas sueltas o medias el efecto p-delta puede ser considerable, el mismo pudiera generar momentos tan grandes que imposibiliten el diseño de los fustes barrenados.

Debido a que las columnas de las pilastras son una extensión de los fustes barrenados el acero de las mismas es igual al asignado a los fustes barrenados. El código del *AASHTO* (1996) establece que el mecanismo de colapso en un puente debe generarse en las columnas de las pilastras. Sin embargo lo que se propone en este estudio es

establecer para que tipos de suelo, por mas rígidos que sea la pilastra tipo “*pile bent*” sobre fustes barrenados, la demanda sísmica en desplazamiento lateral para este tipo de puente y fundación podría ser excesiva. En el siguiente capítulo se presentan los resultados del método de capacidad espectral para los distintos casos considerados en este estudio.

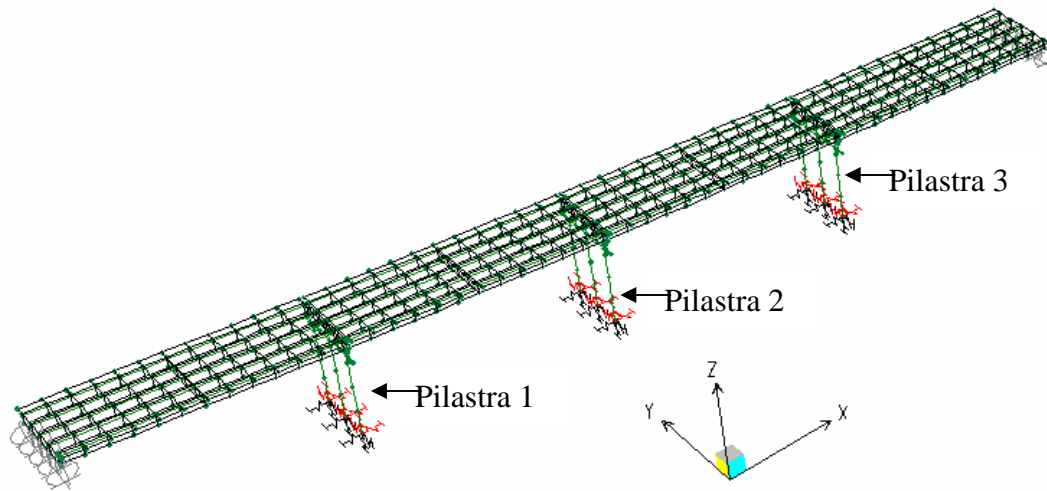


Figura 7.1 Modelo matemático para el análisis sísmico de los fustes barrenados

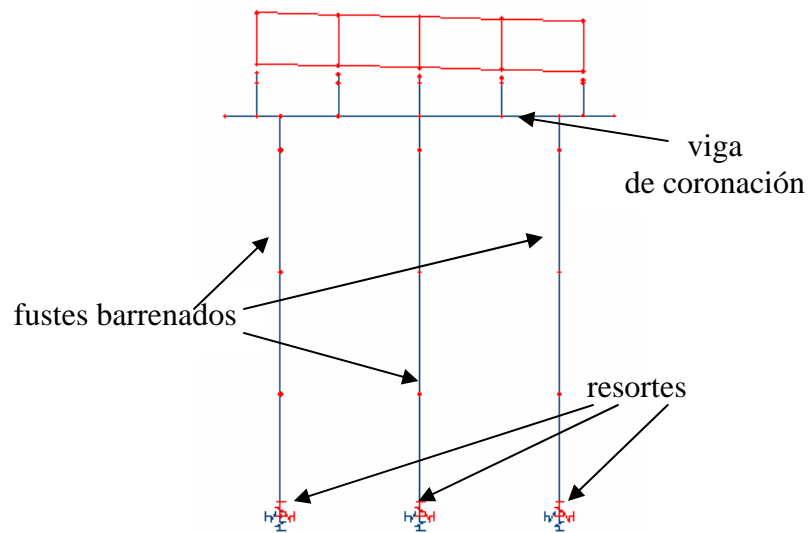


Figura 7.2 Vista frontal de una de las pilas del modelo

Tabla 7.1: Altura sobre el nivel del suelo de las pilas en el modelo

Pilastra	Altura (m)
1	13.750
2	13.260
3	12.910

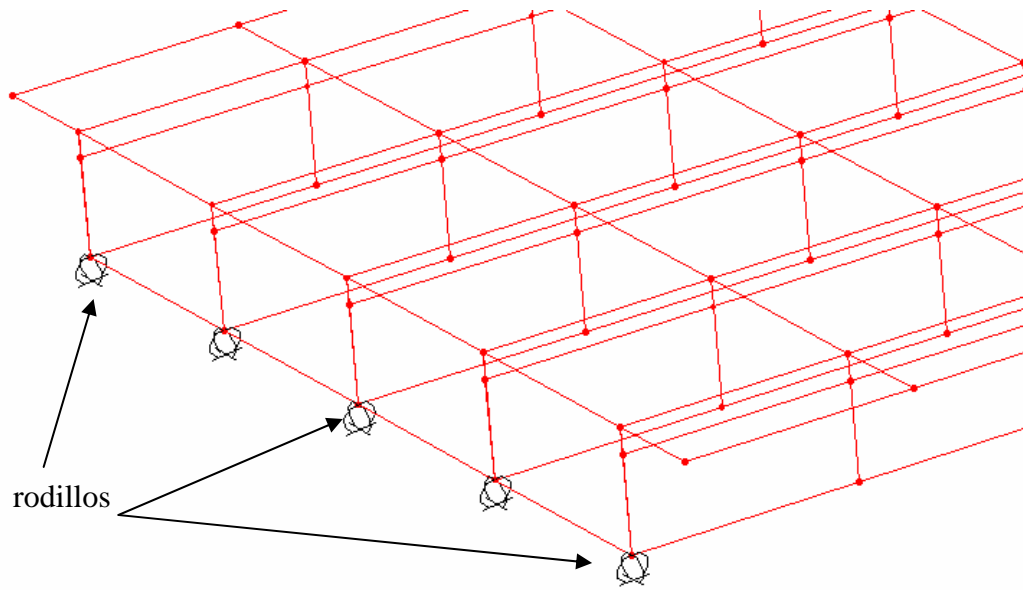


Figura 7.3 Soporte tipo rodillo en extremo del modelo

Tabla 7.2: Propiedades de las columnas

Diámetro (m)	Área seccional (m ²)	70% Inercia bruta (m ⁴)	Módulo de Young, E (KN/m ²)
1.372	1.478	.122	21525562
1.829	2.627	.384	21525562

Tabla 7.3 Momentos de inercia para diferentes elementos según las recomendaciones del ACI (2002)

Elementos	Inercia
Vigas	.35I _g
Columnas	.70I _g
Paredes	.7I _g
Losas	.25I _g

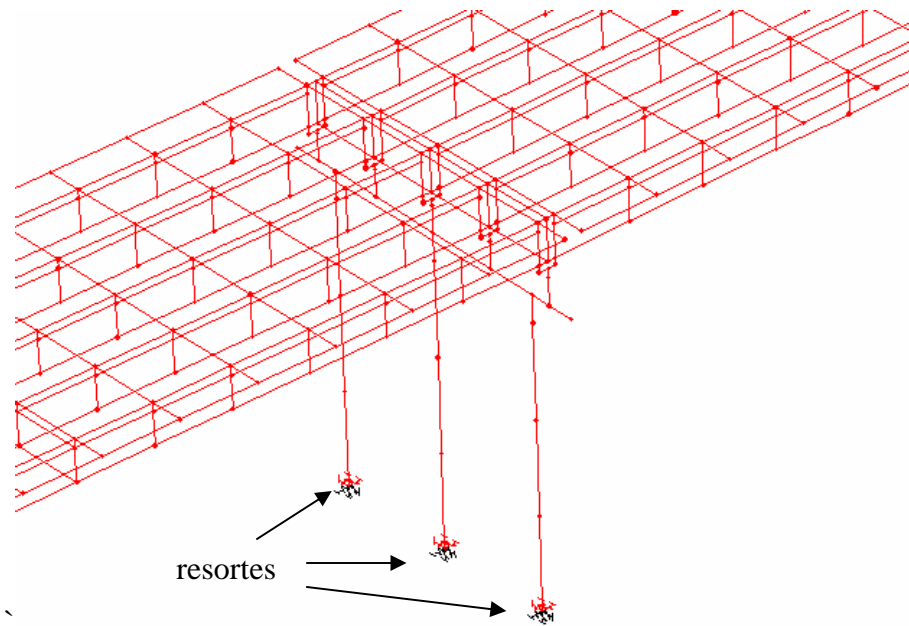


Figura 7.4 Resortes a nivel del suelo para modelar rigidez suelo-fuste barrenado

Tabla 7.4: Carga axial para fuste barrenado de 1.372 m de diámetro

Columna	Carga axial (KN)		
	Pilastra 1	Pilastra 2	Pilastra 3
1	3069	2695	3034
2	3218	2838	3200
3	3174	2779	3141

Tabla 7.5: Carga axial para fuste barrenado de 1.829 m de diámetro

Columna	Carga axial (KN)		
	Pilastra 1	Pilastra 2	Pilastra 3
1	3403	3001	3337
2	3586	3193	3548
3	3497	3098	3448

Tabla 7.6: Longitud de los dos fustes barrenados para los 5 perfiles de suelo

Perfil de suelo	Longitud (m)	
	d = 1.372 m	d = 1.829 m
I	17.97	12.75
ii	24.35	17.85
iii	28.22	21.99
iv	34.34	26.84
v	37.82	31.82

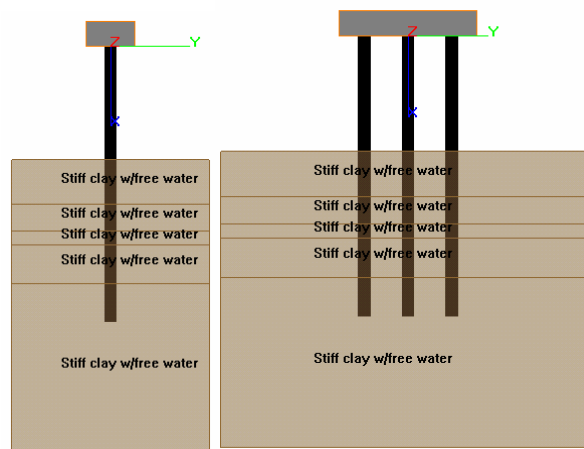


Figura 7.5 Vistas del modelo en dos dimensiones para la dirección longitudinal y transversal de una pilastra del puente en el perfil de suelo I realizado con el programa GROUP 6.0

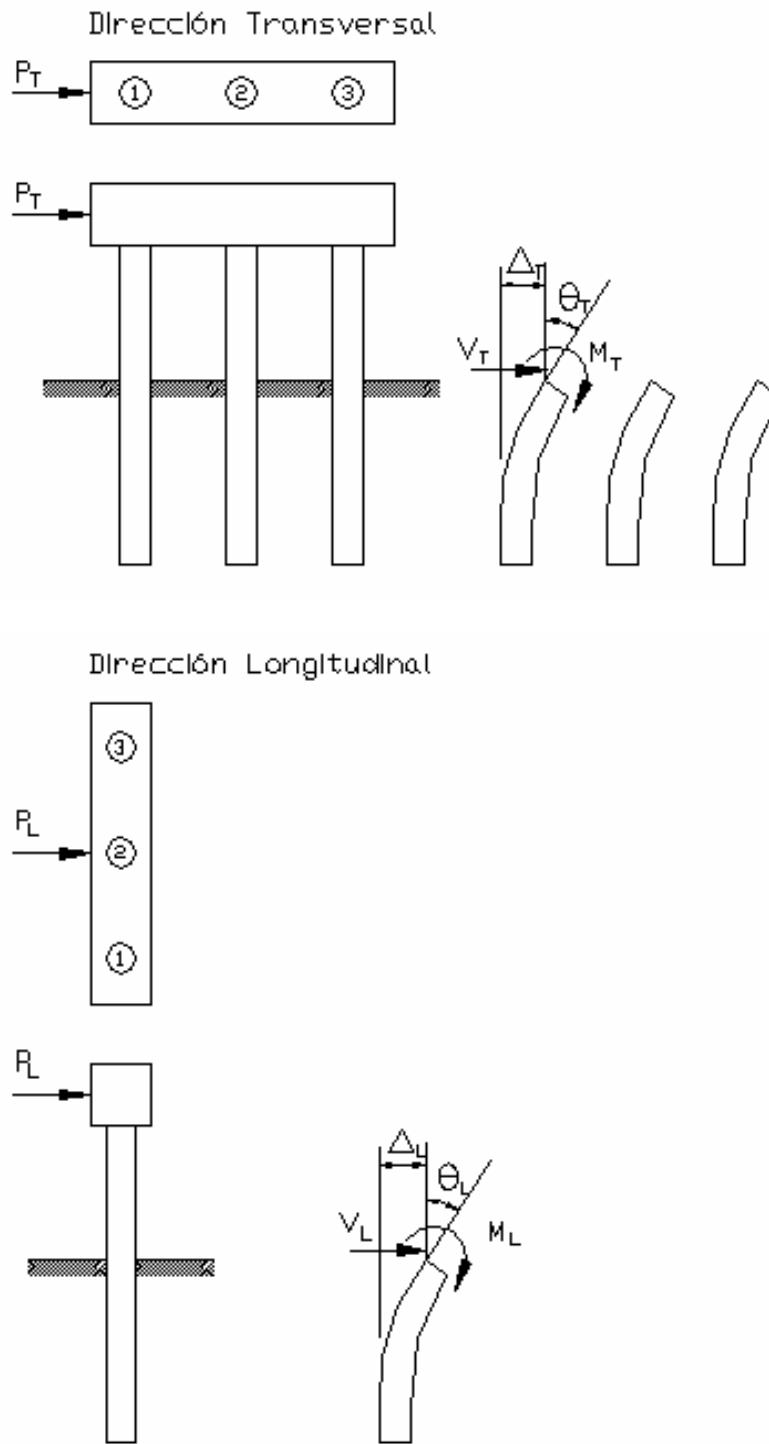


Figura 7.6 Pilastra bajo carga lateral en las direcciones transversal y longitudinal

Tabla 7.7 Eficiencia y factores de reducción debido al efecto de grupo de los fustes barrenados en la dirección longitudinal

Diámetro (m)	No. de fuste barrenado	Eficiencia <i>line-by-line</i> , β_a	Eficiencia <i>side by side</i> , β_b	Factor de reducción, f_m
1.372	1	1	1	1
	2	1	1	1
	3	1	1	1
1.829	1	1	.914	.914
	2	1	.835	.835
	3	1	.914	.914

Tabla 7.8 Eficiencia y factores de reducción debido al efecto de grupo de los fustes barrenados en la dirección transversal

Diámetro (m)	No. de fuste barrenado	Eficiencia <i>line-by-line</i> , β_a	Eficiencia <i>side by side</i> , β_b	Factor de reducción, f_m
1.372	1	.871	1	.871
	2	.871	1	.871
	3	1	1	1
1.829	1	.792	1	.792
	2	.742	1	.742
	3	.938	1	.938

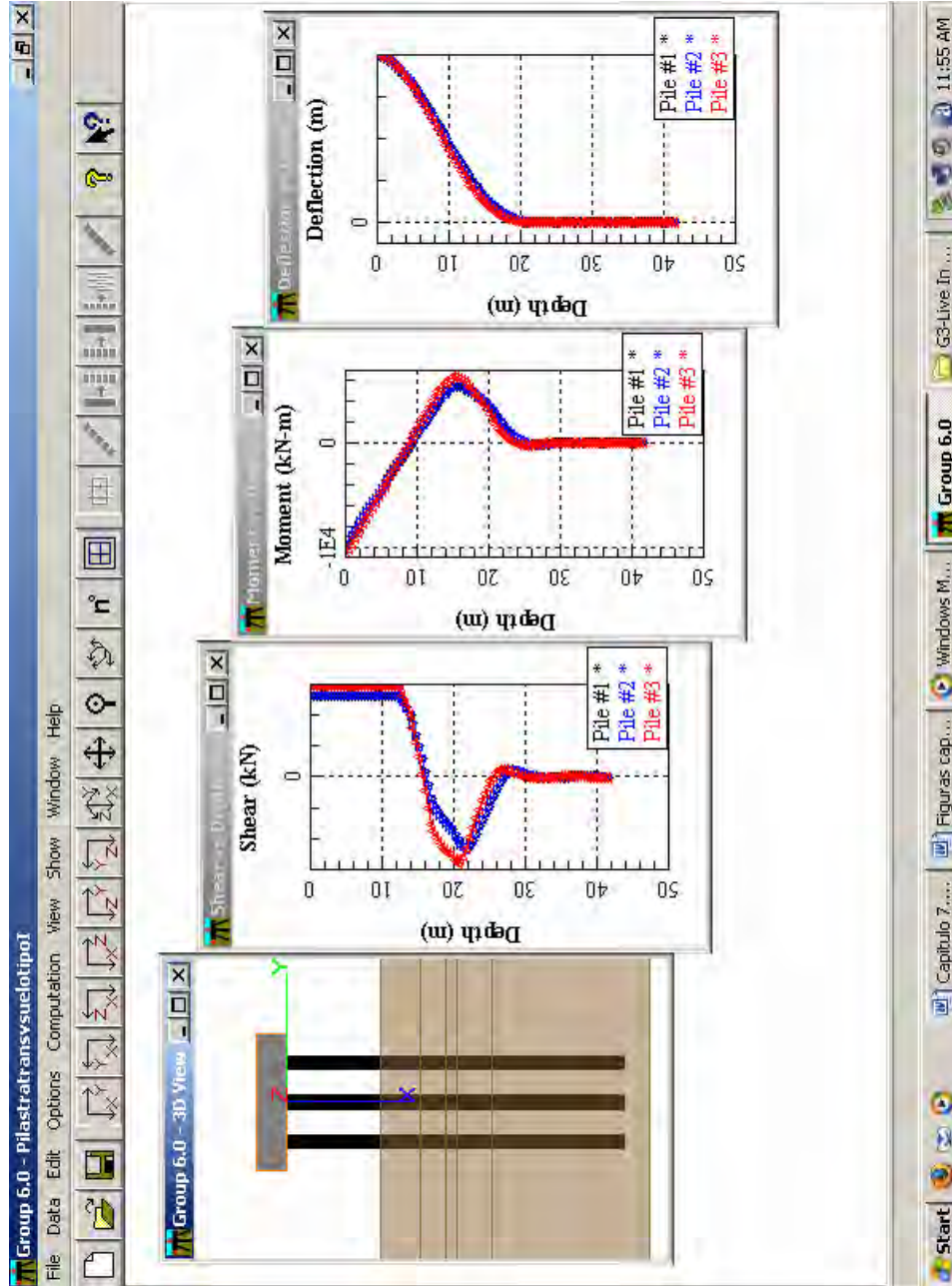
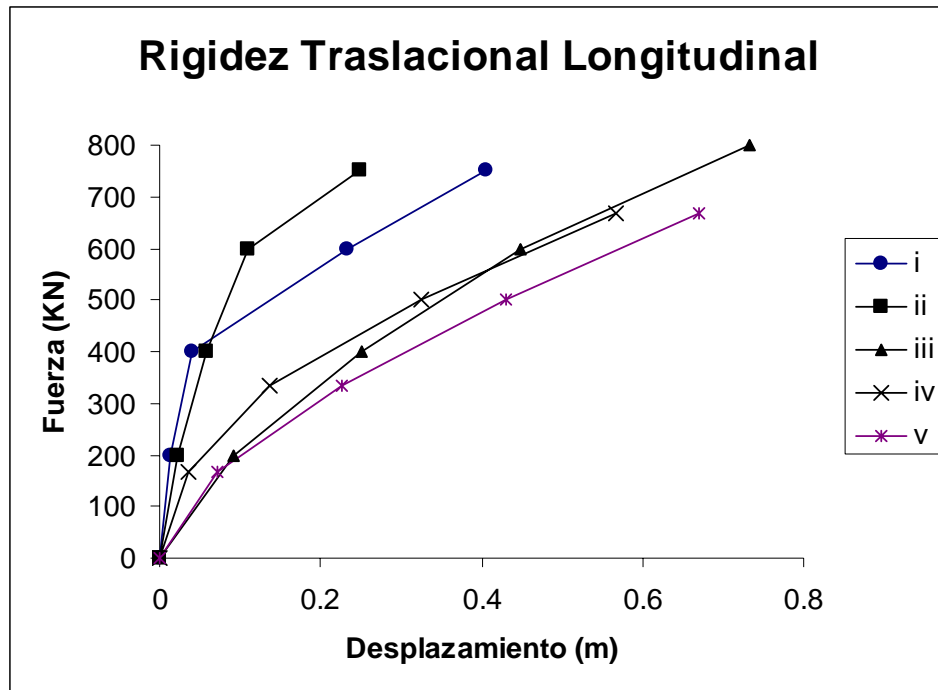
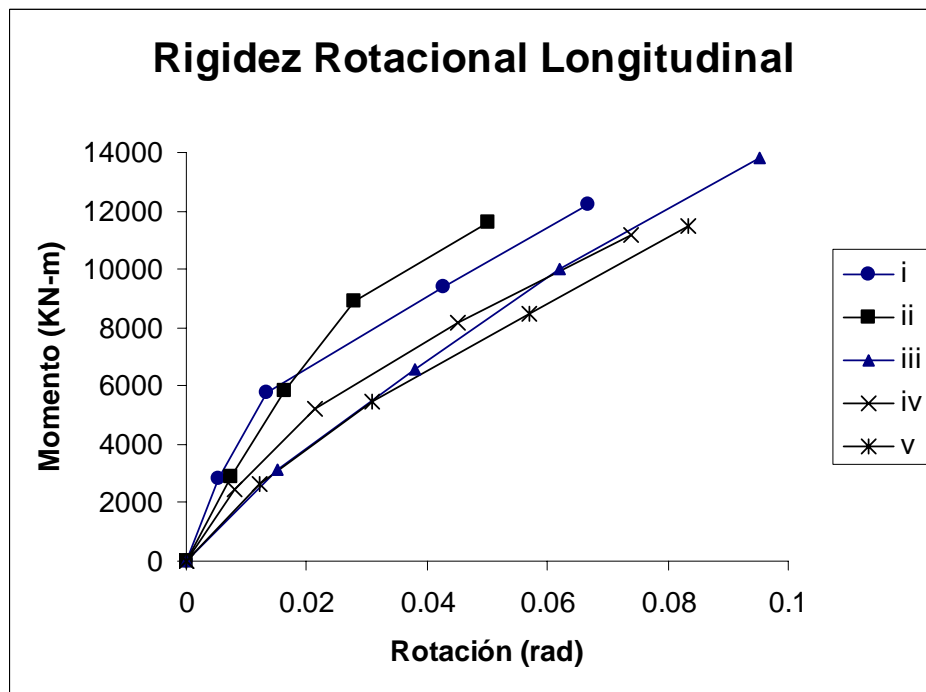


Figura 7.7 Diagramas de cortante, momento y deflexión a lo largo de los fustes barrenados

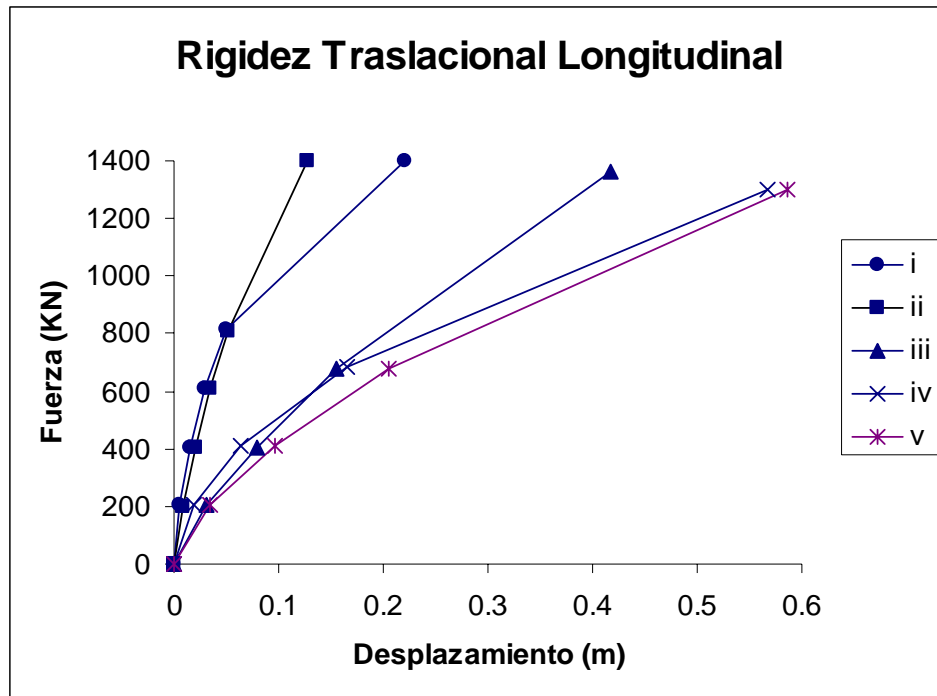


(a)

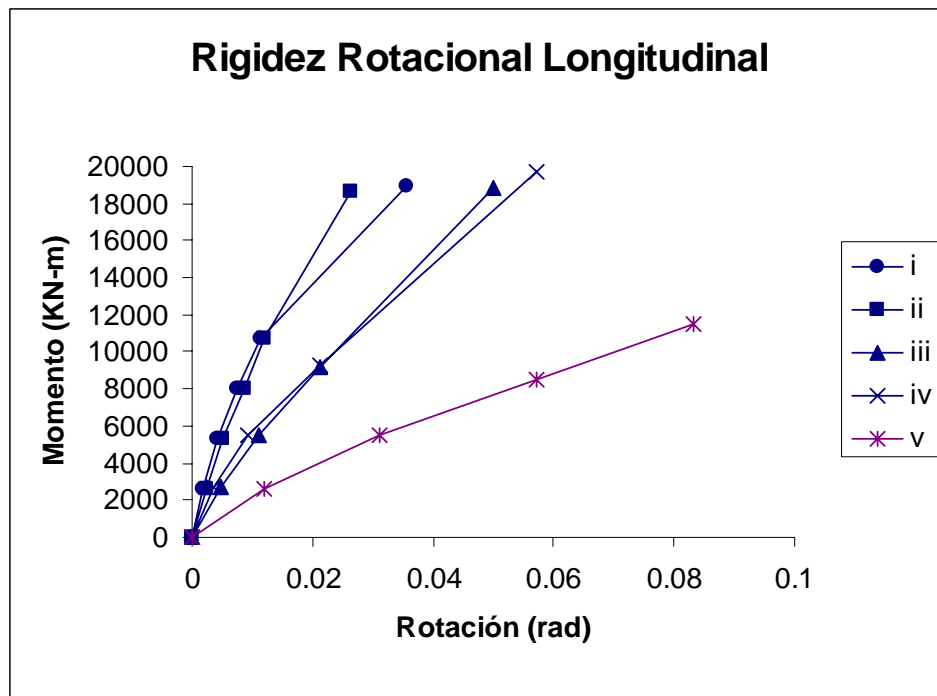


(b)

Figura 7.8 Rigidez traslacional y rotacional longitudinal correspondiente al fuste barrenado 13 de 1.372 m de diámetro para los 5 perfiles de suelo

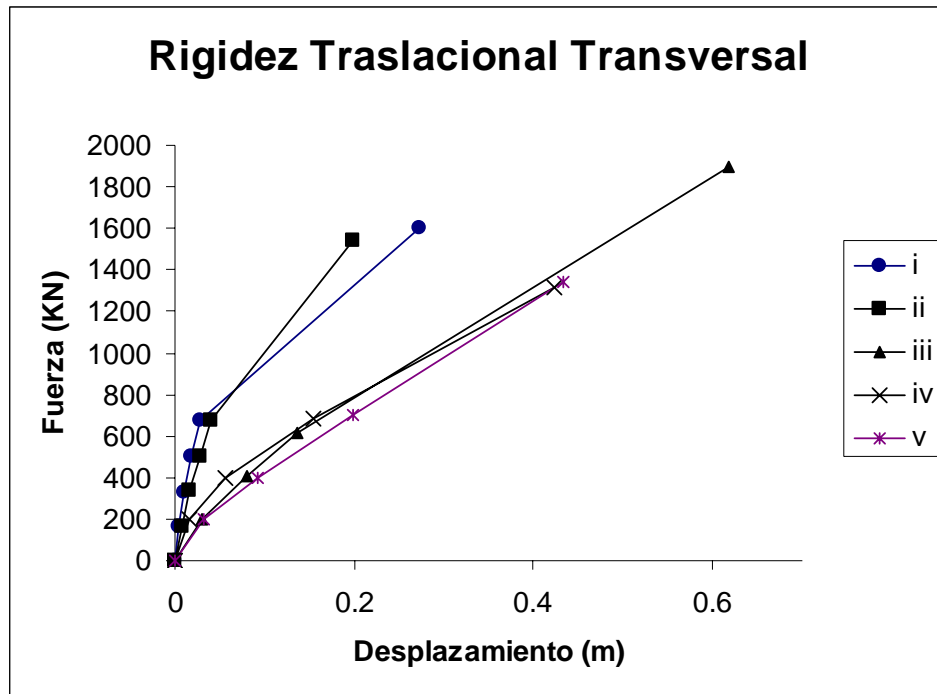


(a)

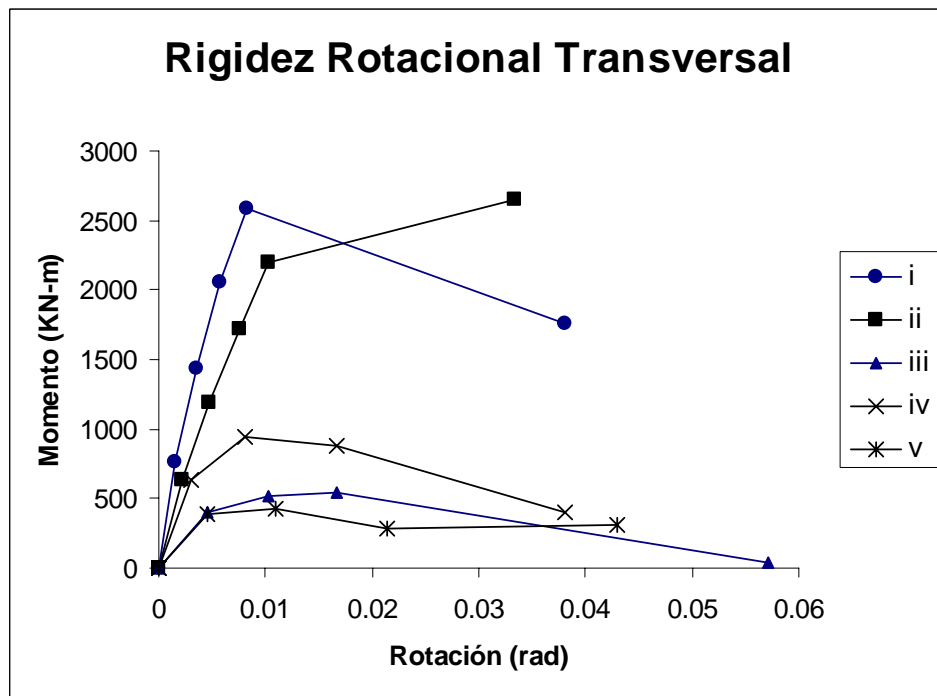


(b)

Figura 7.9 Rigidez traslacional y rotacional correspondiente al fuste barrenado 13 de 1.829 m de diámetro para los 5 perfiles de suelo

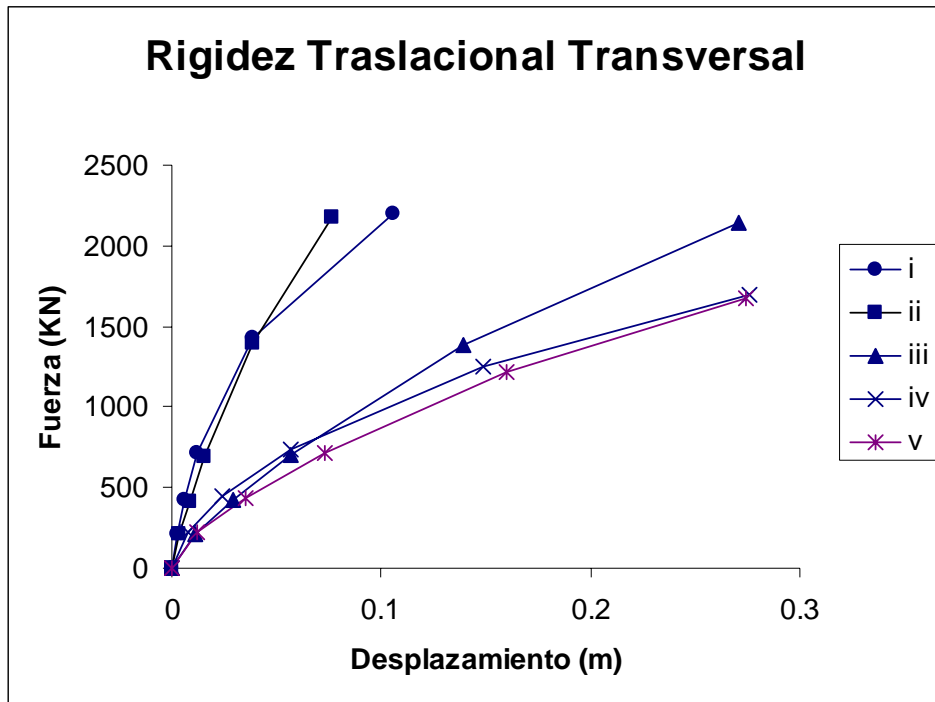


(a)

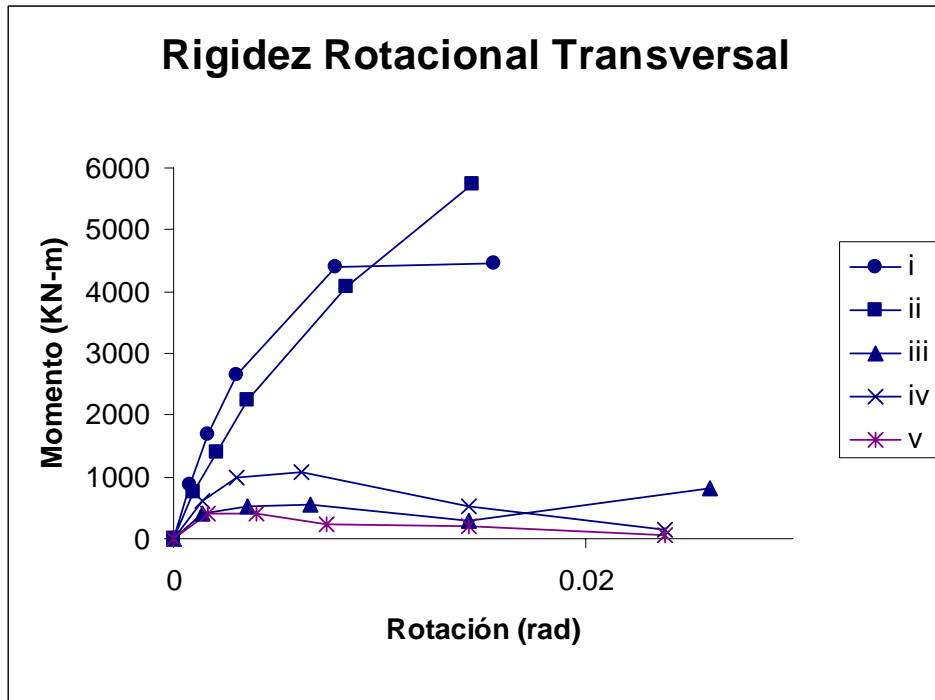


(b)

Figura 7.10 Rigidez traslacional y rotacional transversal correspondiente al fuste barrenado 13 de 1.372 m de diámetro para los 5 perfiles de suelo



(a)



(b)

Figura 7.11 Rigidez traslacional y rotacional transversal correspondiente al fuste barrenado 13 de 1.829 m de diámetro para los 5 perfiles de suelo

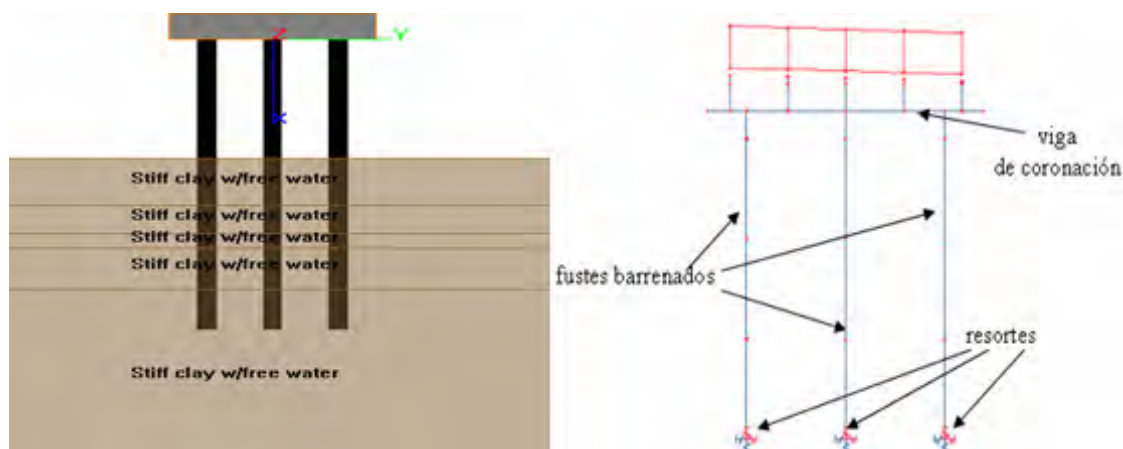


Figura 7.12 Modelos en Group 6.0 y SAP 2000 de la pilastra 3 sobre fustes barrenados

Tabla 7.10: Comparación del cortante, momento, desplazamiento y rotación a nivel del suelo del fuste barrenado 31 en las direcciones longitudinal y transversal

Dirección	Programa	P (KN)	Δ tope (cm)	V (KN)	M (KN-m)	Δ (cm)	Θ (rad)
Longitudinal	GROUP 6.0	1200	9.66	406	4930	1.34	0.00405
	SAP 2000	1200	9.96	402	5188	1.33	0.00426
	% error	--	3.01	1.00	4.97	0.75	4.98
Transversal	GROUP 6.0	1200	2.18	388	1280	0.60	0.001550
	SAP 2000	1200	2.23	393	1250	0.61	0.001500
	% error	--	2.24	1.27	2.40	1.64	3.33

Tabla 7.11 Comparación del desplazamiento en dirección longitudinal a nivel del suelo de los fustes barrenados utilizando el método de carga característica (Duncan et al. 1994) y el programa GROUP 6.0 (Ensoft, Inc.)

PL (KN)	Desplazamiento Lateral	
	Método de Duncan et al. (1994) (cm)	GROUP 6.0 (cm)
2500	38.989	32.6644
2000	15.2908	14.8336
1500	9.4488	6.477
1000	4.8006	2.9972

Tabla 7.12: Participación de masa modal para el modelo del puente sobre fustes barrenados de 1.372 m de diámetro en perfil de suelo I.

Modo	Periodo (seg.)	Suma acumulada de la participación de la masas modales		
		Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)
1	3.380	96.494	0.000	0.000
2	0.958	96.495	32.067	0.000
3	0.901	96.495	92.485	0.000
4	0.463	96.495	95.676	0.019
5	0.406	96.496	95.676	0.104
6	0.369	96.496	95.677	1.251
7	0.357	96.496	95.696	8.972
8	0.328	96.496	95.769	9.575
9	0.291	96.497	95.769	9.575
10	0.284	97.478	95.769	9.598
11	0.280	97.526	95.769	9.599
12	0.272	98.537	95.769	9.599

Tabla 7.13 Participación de masa modal para el modelo del puente sobre fustes barrenados de 1.829 m de diámetro en perfil de suelo I.

Modo	Periodo (seg)	Suma acumulada de la participación de las masas modales		
		Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)
1	2.092	94.792	0.000	0.000
2	0.695	94.793	4.658	0.001
3	0.619	94.793	68.889	0.002
4	0.397	94.794	90.022	0.210
5	0.363	94.795	91.835	6.071
6	0.335	94.805	92.462	9.032
7	0.236	97.252	92.666	17.566
8	0.230	99.565	92.696	38.827
9	0.222	99.979	93.064	53.566
10	0.085	99.980	93.175	67.300

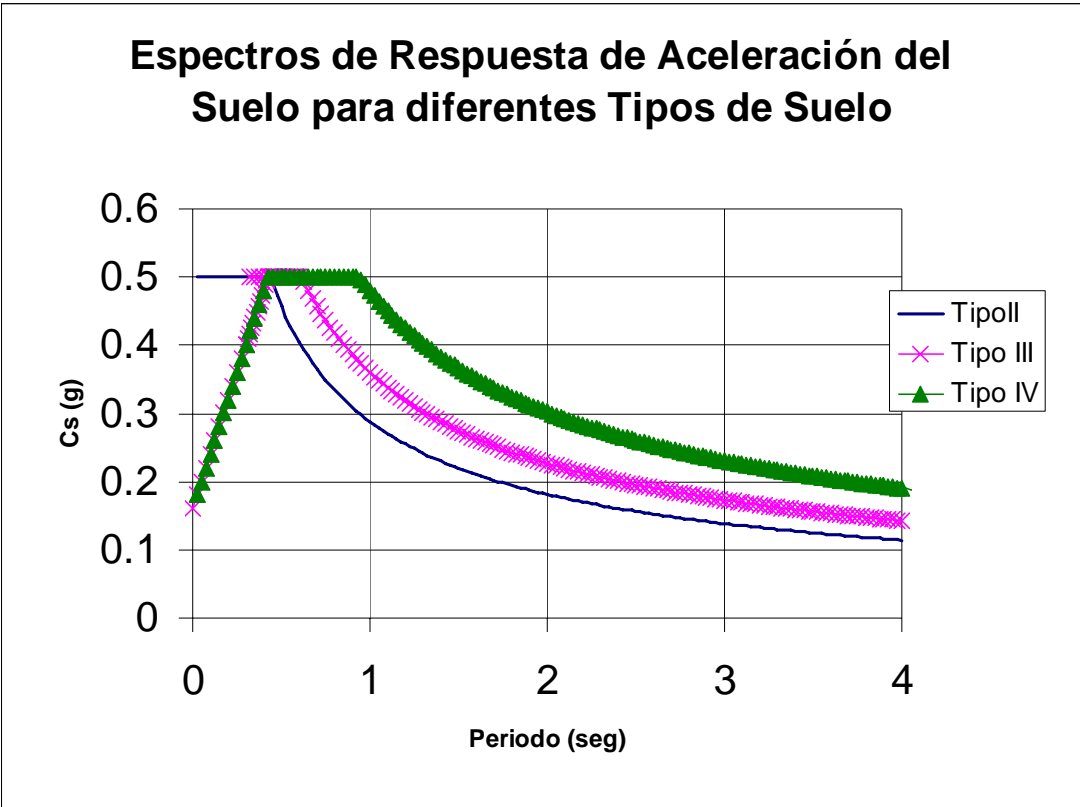


Figura 7.13 Espectros de respuesta de aceleración del suelo obtenidos según *AASHTO* (1996)

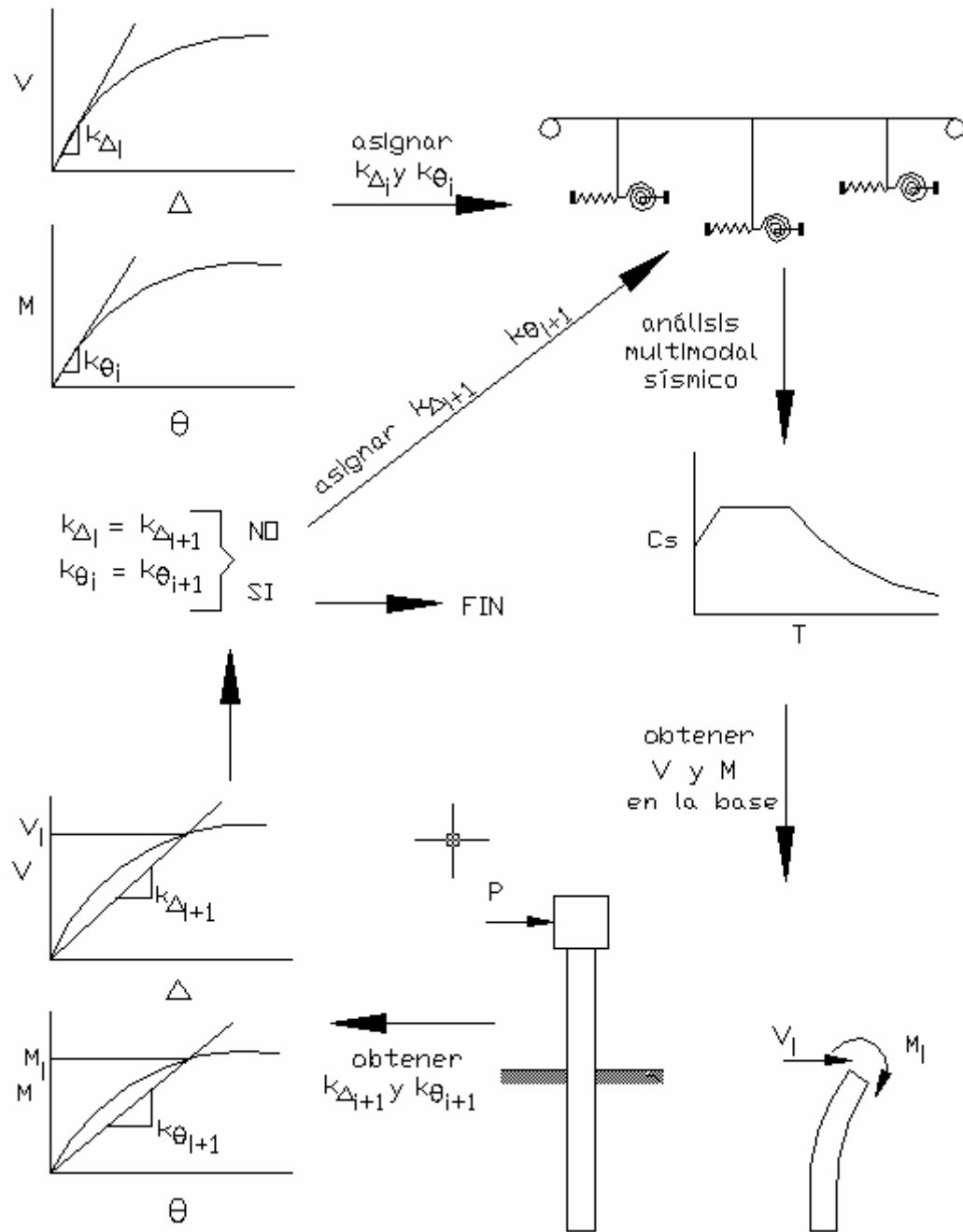


Figura 7.14 Diagrama del procedimiento iterativo realizado para obtener la rigidez del suelo-fuste barrenado asignada a los resortes de los modelos así como la fuerza y momento aplicados a los mismos

Tabla 7.14 Propiedades sísmicas de los tipos de suelo según el AASHTO (1996)

Propiedades	Tipo de Suelo		
	II	III	IV
A	.2	.2	.2
IC	I	I	I
SPC	C	C	C
S	1.2	1.5	2.0
C_{sm} max	0.5	0.5	0.5

Tabla 7.15 Rigidez asignada a los resortes correspondientes al fuste barrenado 12 de 1.372 m de diámetro

Dirección	Perfil de Suelo	Rigidez Traslacional $k\Delta$ (KN/m)	Rigidez Rotacional $K\theta$ (KN-m/rad)
Longitudinal	I	9020	409958
	II	6964	358030
	III	1602	172020
	IV	885	129525
	V	487	106753
Transversal	I	20971	262701
	II	16379	213625
	III	4442	31107
	IV	3777	32182
	V	3329	10647

Tabla 7.16 Rigidez asignada a los resortes correspondientes al fuste barrenado 12 de 1.829 m de diámetro

Dirección	Perfil de Suelo	Rigidez Traslacional $k\Delta$ (KN/m)	Rigidez Rotacional $k\theta$ (KN-m/rad)
Longitudinal	I	21248	1078554
	II	17718	946635
	III	4671	453226
	IV	3388	397393
	V	2878	366033
Transversal	I	37724	550866
	II	35142	458898
	III	10472	28634
	IV	7706	24524
	V	7186	6998

Tabla 7.17 Carga muerta para fustes barrenados de 1.372 m de diámetro

Columna	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
11	0.00	1.00	3066.00	-4.00	-7.00	-1.00
12	0.00	1.00	3219.00	-4.00	-7.00	0.00
13	-1.00	2.00	3178.00	-4.00	-7.00	1.00
21	0.00	0.00	2692.00	1.00	-2.00	-2.00
22	0.00	0.00	2834.00	1.00	-1.00	-3.00
23	0.00	0.00	2773.00	1.00	0.00	-2.00
31	0.00	-1.00	3037.00	4.00	6.00	-3.00
32	1.00	-1.00	3201.00	4.00	7.00	5.00
33	1.00	-1.00	3141.00	4.00	8.00	-5.00

Tabla 7.18 Carga muerta para los fustes barrenados de 1.829 m de diámetro

Columna	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
11	-1.00	2.00	3401.00	-6.00	-21.00	-3.00
12	-1.00	3.00	3585.00	-6.00	-21.00	3.00
13	-2.00	4.00	3504.00	-9.00	-22.00	5.00
21	0.00	0.00	3001.00	2.00	-4.00	-5.00
22	0.00	-1.00	3189.00	3.00	-3.00	-6.00
23	0.00	0.00	3090.00	3.00	-1.00	-5.00
31	1.00	-3.00	3339.00	7.00	20.00	-9.00
32	2.00	-3.00	3546.00	7.00	22.00	-14.00
33	2.00	-2.00	3452.00	8.00	26.00	-14.00

Tabla 7.19 Cargas resultantes del análisis espectral en la dirección longitudinal del modelo, d = 1.372, perfil de suelo #1

Columna	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
11	445.00	66.00	0.00	221.00	5904.00	10.00
12	446.00	68.00	0.00	222.00	5905.00	11.00
13	446.00	69.00	0.00	235.00	5907.00	10.00
21	475.00	67.00	0.00	202.00	6090.00	3.00
22	475.00	67.00	0.00	201.00	6091.00	4.00
23	475.00	70.00	0.00	230.00	6092.00	5.00
31	501.00	69.00	0.00	196.00	6274.00	4.00
32	501.00	70.00	0.00	196.00	6274.00	3.91
33	501.00	73.00	0.00	220.00	6274.00	3.40

Tabla 7.20 Cargas resultantes del análisis espectral en la dirección transversal del modelo, $d = 1.372$, perfil de suelo #1

Columna	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
11	40.00	754.00	0.00	2494.00	521.00	96.00
12	39.00	766.00	0.00	2507.00	521.00	102.00
13	40.00	775.00	0.00	2660.00	523.00	96.00
21	42.00	764.00	0.00	2281.00	538.00	39.00
22	42.00	755.00	0.00	2273.00	537.00	42.00
23	42.00	789.00	0.00	2600.00	537.00	40.00
31	44.00	779.00	0.00	2214.00	554.00	46.00
32	44.00	792.00	0.00	2224.00	554.00	48.00
33	44.00	823.00	0.00	2496.00	554.00	44.00

Tabla 7.21 Cargas resultantes del análisis espectral en la dirección longitudinal del modelo, $d = 1.829$ perfil de suelo #1

Columna	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
11	673.00	95.00	0.00	265.00	8649.00	46.00
12	640.00	98.00	0.00	266.00	8429.00	51.00
13	675.00	105.00	0.00	337.00	8659.00	48.00
21	716.00	90.00	0.00	230.00	8926.00	16.00
22	679.00	88.00	0.00	228.00	8693.00	18.00
23	717.00	94.00	0.00	287.00	8928.00	19.00
31	736.00	90.00	0.00	227.00	8951.00	20.00
32	704.00	95.00	0.00	229.00	8816.00	18.00
33	735.00	101.00	0.00	291.00	8947.00	15.00

Tabla 7.22 Cargas resultantes del análisis espectral en la dirección transversal del modelo, $d = 1.829$ perfil de suelo #1

Columna	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
11	65.00	1045.00	0.00	2928.00	779.00	497.00
12	57.00	1087.00	0.00	2946.00	754.00	536.00
13	66.00	1166.00	0.00	3727.00	789.00	494.00
21	66.00	1005.00	0.00	2544.00	803.00	190.00
22	61.00	981.00	0.00	2524.00	779.00	210.00
23	64.00	1046.00	0.00	3177.00	799.00	197.00
31	66.00	1012.00	0.00	2518.00	801.00	175.00
32	63.00	1057.00	0.00	2555.00	790.00	180.00
33	67.00	1133.00	0.00	3237.00	804.00	163.00

Tabla 7.23 Combinación de cargas 1.0(D + LC1/R), d = 1.372, perfil de suelo #1

Columna	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
11	457.00	293.20	3066.00	3066.00	973.20	6067.30	39.80
12	457.70	298.80	3219.00	3219.00	978.10	6068.30	41.60
13	459.00	303.50	3178.00	3178.00	1037.00	6070.90	39.80
21	487.60	296.20	2692.00	2692.00	887.30	6253.40	16.70
22	487.60	293.50	2834.00	2834.00	883.90	6253.10	19.60
23	487.60	306.70	2773.00	2773.00	1011.00	6253.10	19.00
31	514.20	303.70	3037.00	3037.00	864.20	6446.20	20.80
32	515.20	308.60	3201.00	3201.00	867.20	6447.20	23.31
33	515.20	320.90	3141.00	3141.00	972.80	6448.20	21.60

Tabla 7.24 Combinación de cargas 1.0(D + LC2/R), d = 1.372, perfil de suelo #1

Columna	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
11	173.50	774.80	3066.00	3066.00	2564.30	2299.20	100.00
12	172.80	787.40	3219.00	3219.00	2577.60	2299.50	105.30
13	174.80	797.70	3178.00	3178.00	2734.50	2302.10	100.00
21	184.50	784.10	2692.00	2692.00	2342.60	2367.00	41.90
22	184.50	775.10	2834.00	2834.00	2334.30	2365.30	46.20
23	184.50	810.00	2773.00	2773.00	2670.00	2364.60	43.50
31	194.30	800.70	3037.00	3037.00	2276.80	2442.20	50.20
32	195.30	814.00	3201.00	3201.00	2286.80	2443.20	54.17
33	195.30	845.90	3141.00	3141.00	2566.00	2444.20	50.02

Tabla 7.25 Combinación de cargas 1.0(D + LC1/R), d = 1.829, perfil de suelo #1

Columna	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
11	693.50	410.50	3401.00	3401.00	1149.40	8903.70	198.10
12	658.10	427.10	3585.00	3585.00	1155.80	8676.20	214.80
13	696.80	458.80	3504.00	3504.00	1464.10	8917.70	201.20
21	735.80	391.50	3001.00	3001.00	995.20	9170.90	78.00
22	697.30	383.30	3189.00	3189.00	988.20	8929.70	87.00
23	736.20	407.80	3090.00	3090.00	1243.10	9168.70	83.10
31	756.80	396.60	3339.00	3339.00	989.40	9211.30	81.50
32	724.90	415.10	3546.00	3546.00	1002.50	9075.00	86.00
33	757.10	442.90	3452.00	3452.00	1270.10	9214.20	77.90

Tabla 7.26 Combinación de cargas 1.0(D + LC2/R), d = 1.829, perfil de suelo #1

Columna	Fx	Fy	Fz	Fz	Mx	My	Mz
	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)
51	267.9	1075.5	3401	3401	3013.5	3394.7	513.8
52	250	1119.4	3585	3585	3031.8	3303.7	554.3
53	270.5	1201.5	3504	3504	3837.1	3408.7	513.4
61	280.8	1032	3001	3001	2615	3484.8	199.8
62	264.7	1008.4	3189	3189	2595.4	3389.9	221.4
63	279.1	1074.2	3090	3090	3266.1	3478.4	207.7
71	287.8	1042	3339	3339	2593.1	3506.3	190
72	276.2	1088.5	3546	3546	2630.7	3456.8	199.4
73	289.5	1165.3	3452	3452	3332.3	3514.1	181.5

Tabla 7.27 Combinación de cargas para el fuste barrenado 33 de 1.372 m de diámetro en los 5 perfiles de suelo

Combinación	Perfil de Suelo	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
D + LC1/R	I	515.20	320.90	3141.00	3141.00	972.80	6448.20	21.60
	II	490.60	306.10	3141.00	3141.00	821.80	6137.10	21.30
	III	485.30	300.90	3141.00	3141.00	179.30	6056.10	21.00
	IV	1104.20	402.80	3141.00	3141.00	277.80	13789.10	26.50
	V	1154.70	395.70	3141.00	3141.00	77.70	14423.30	27.80
D + LC2/R	I	195.30	845.90	3141.00	3141.00	2566.00	2444.20	50.02
	II	186.10	808.70	3141.00	3141.00	2165.80	2326.30	49.02
	III	183.60	794.40	3141.00	3141.00	467.00	2292.90	46.20
	IV	417.50	1064.30	3141.00	3141.00	728.60	5213.40	61.50
	V	437.20	1046.70	3141.00	3141.00	198.10	5452.80	62.80

Tabla 7.28 Combinación de cargas para fuste barrenado 33 de 1.829 m de diámetro en los 5 perfiles de suelo

Combinación	Perfil de Suelo	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Fz (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	Mz (KN-m)
D + LC1/R	I	757.10	442.90	3452.00	3452.00	1270.10	9214.20	77.90
	II	747.80	428.50	3452.00	3452.00	1042.80	9116.60	82.80
	III	708.30	441.90	3452.00	3452.00	118.20	8645.60	78.20
	IV	1190.60	654.30	3452.00	3452.00	271.40	13635.40	124.90
	V	1176.30	517.40	3452.00	3452.00	129.90	14126.70	89.20
D + LC2/R	I	289.50	1165.30	3452.00	3452.00	3332.30	3514.10	181.50
	II	285.80	1126.40	3452.00	3452.00	2735.40	3473.90	194.80
	III	269.40	1165.00	3452.00	3452.00	299.50	3287.10	182.50
	IV	451.40	1727.40	3452.00	3452.00	704.00	5171.70	304.80
	V	446.20	1365.10	3452.00	3452.00	329.40	5356.40	213.10

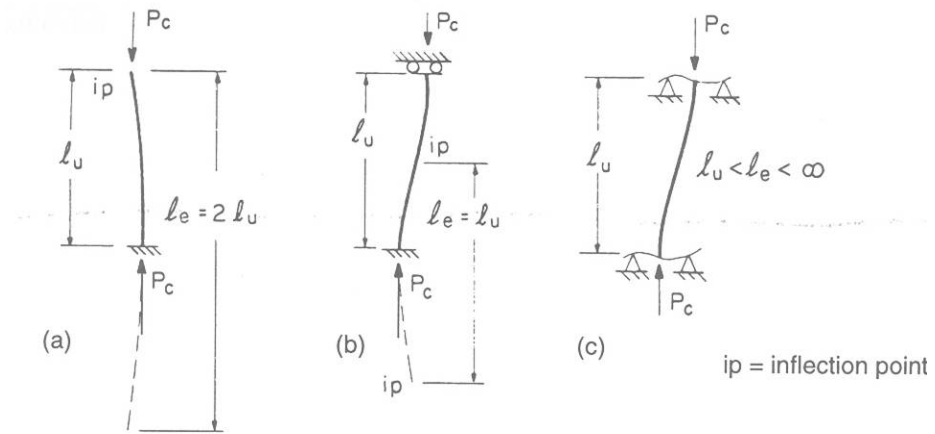


Figura 7.15 Largos efectivos para elementos en compresión en un pórtico de lado, ACI (2002)

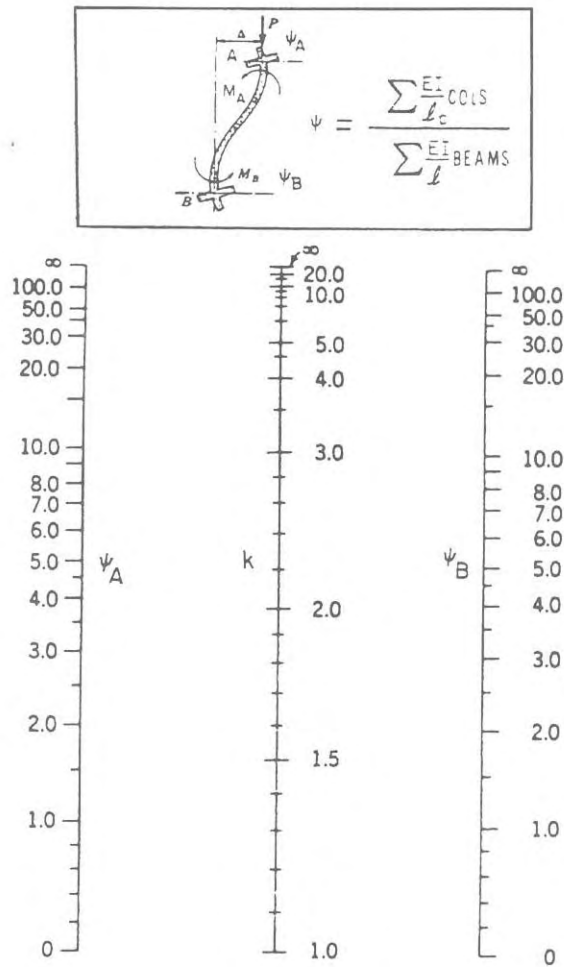


Figura 7.16 Factores de largo efectivo para elementos en compresión en un pórtico de lado, ACI (2002)

Tabla 7.29 Largo sin arriostrar , razón de esbeltez, carga axial, cortante y momentos de borde para el fuste barrenado 33 de 1.372 m de diámetro

Pérfil de Suelo	lu (m)	Kl*lu/r	Pu (KN)	Vlong (KN)	Vtransv (KN)	M2sl (KN-m)	M2st (KN-m)
I	21.42	125	9423	1545	963	6907	1692
II	20.58	120	9423	1473	918	7221	1971
III	27.30	159	9423	1455	903	7308	1631
IV	34.86	203	9423	3312	1206	16377	1785
V	35.28	205	9423	3465	1188	18769	2138

Tabla 7.30 Largo sin arriostrar , razón de esbeltez, carga axial, cortante en la pilastra y momentos de borde para el fuste barrenado 33 de 1.829 m de diámetro

Pérfil de Suelo	lu (m)	Kl*lu/r	Pu (KN)	Vlong (KN)	Vtransv (KN)	M2sl (KN-m)	M2st (KN-m)
I	18.90	83	10356	2239	1246	10262	2233
II	18.90	83	10356	2235	1237	11275	2664
III	25.62	112	10356	2149	1279	11950	2740
IV	34.44	151	10356	3503	1390	18538	3192
V	35.28	154	10356	3453	1592	20492	3217

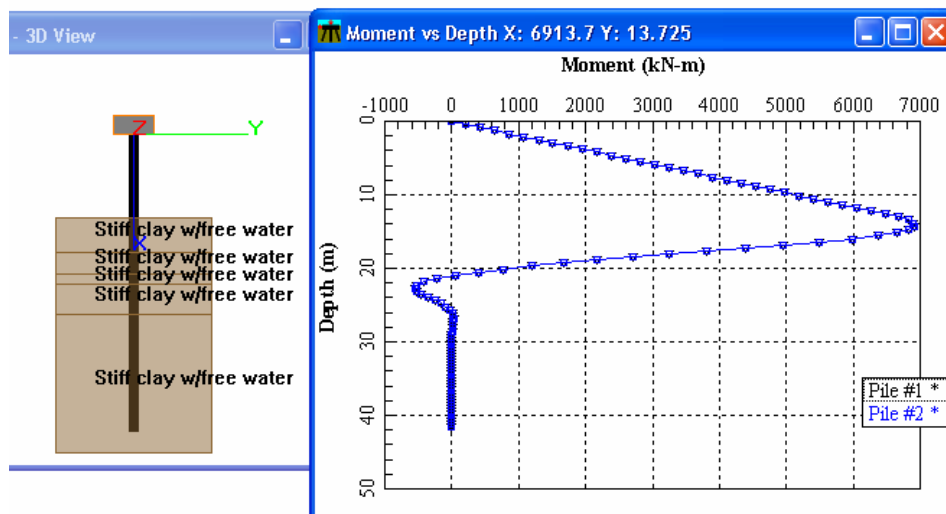


Figura 7.17 Momento máximo sin considerar el efecto p-delta en la dirección longitudinal para el fuste barrenado 33 con diámetro de 1.372 m en el perfil de suelo I

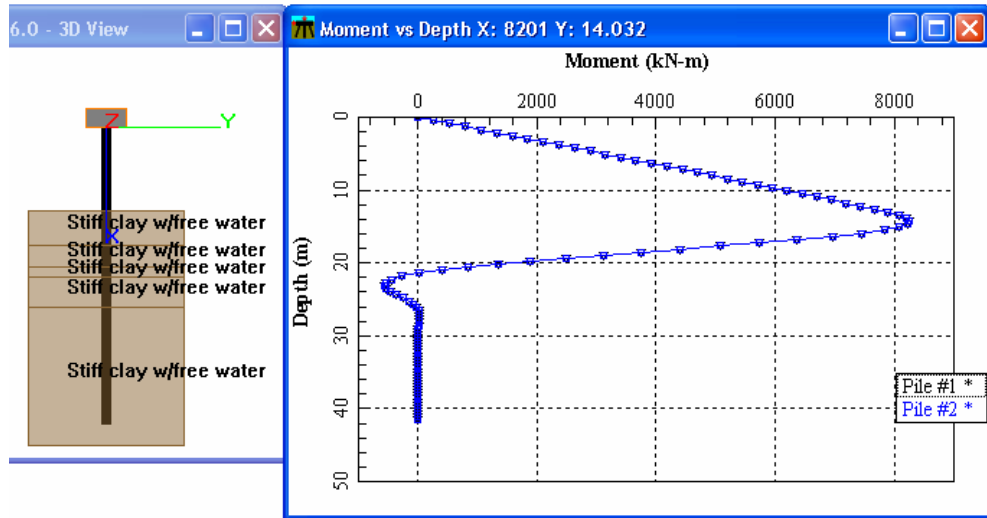


Figura 7.18 Momento máximo debido al efecto p-delta en la dirección longitudinal para el fuste barrenado 33 con diámetro de 1.372 m en el perfil de suelo I

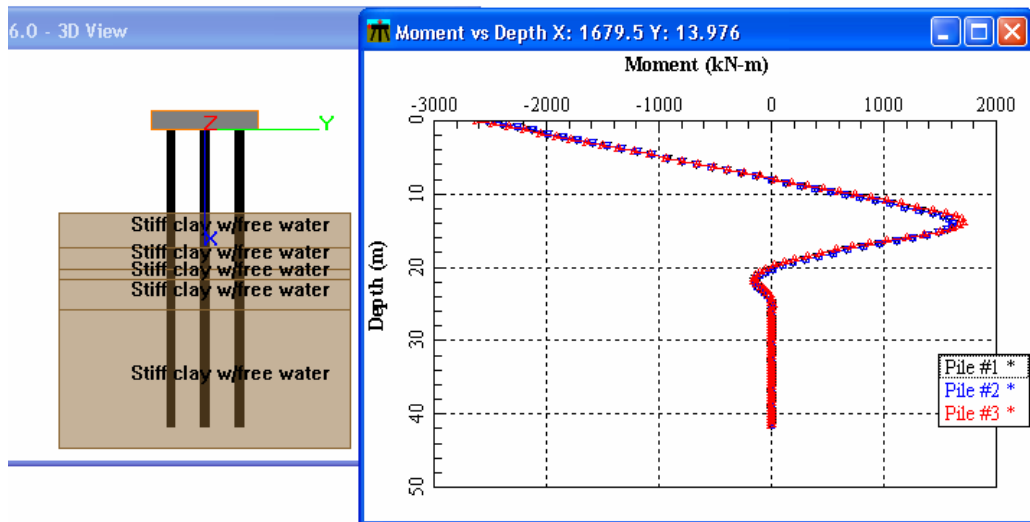


Figura 7.19 Momento máximo sin considerar el efecto p-delta en la dirección transversal para el fuste barrenado 33 con diámetro de 1.372 m en el perfil de suelo I

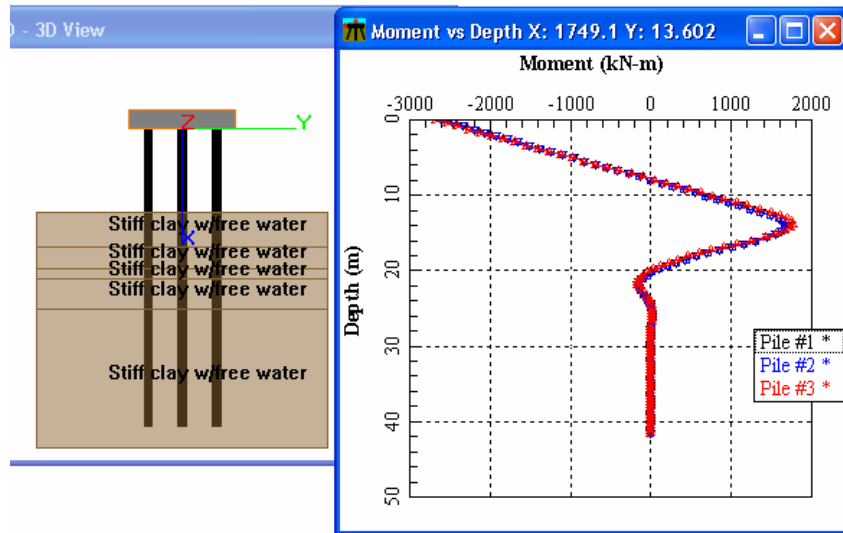


Figura 7.20 Momento máximo debido al efecto p-delta en la dirección transversal para el fuste barrenado 33 con diámetro de 1.372 m en el perfil de suelo I

Tabla 7.31 Factores de magnificación y momentos magnificados para el fuste barrenado 33 de 1.372 m de diámetro

perfil de Suelo	lu/H	δ_{sl}	δ_{st}	Mcl (KN-m)	Mct (KN-m)	McR (KN-m)
I	1.66	1.20	1.02	8258	1730	8437
II	1.59	1.19	1.04	8574	2040	8813
III	2.11	1.39	1.08	10126	1760	10278
IV	2.70	2.05	1.10	33544	1963	33579
V	2.73	2.00	1.10	37615	2353	37689

Tabla 7.32 Factores de magnificación y momentos magnificados para el fuste barrenado 33 de 1.829 m de diámetro

Perfil de Suelo	lu/H	δ_{sl}	δ_{st}	Mcl (KN-m)	Mct (KN-m)	McR (KN-m)
I	1.46	1.07	1.02	10931	2273	11165
II	1.46	1.06	1.01	11925	2690	12225
III	1.98	1.13	1.06	13526	2910	13835
IV	2.67	1.17	1.07	21747	3410	22013
V	2.73	1.17	1.07	23929	3428	24173

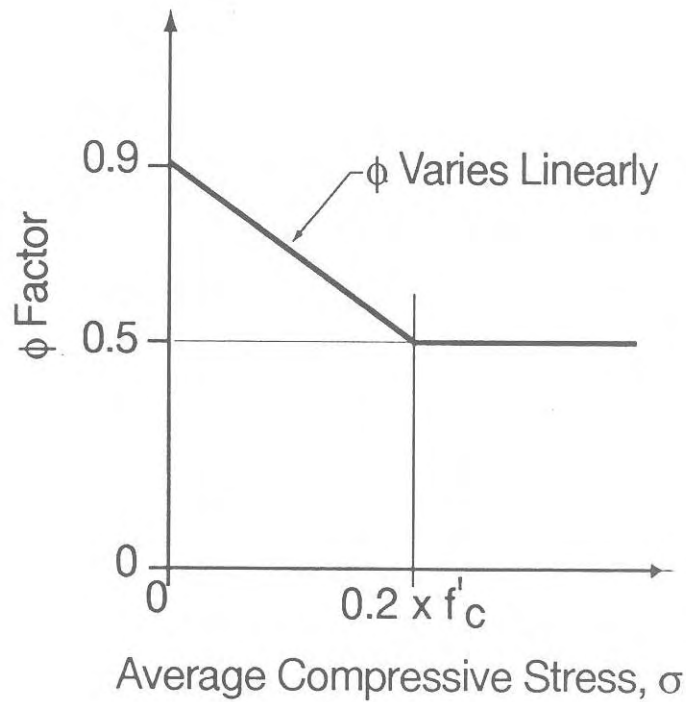


Figura 7.21 Factor de reducción de capacidad ϕ , tomado del *FHWA* (1997)

Tabla 7.33 Cargas de diseño para el fuste de 1.372 m de diámetro

Perfil de Suelo	McR (KN-m)	ϕ	P_u/ϕ (KN)	M_u/ϕ (KN-m)
I	8437.266	0.75	4188	11250
II	8813.346	0.75	4188	11751
III	10277.81	0.75	4188	13704
IV	33578.87	0.75	4188	44772
V	37688.52	0.75	4188	50251

Tabla 7.34 Cargas de diseño para el fuste de 1.829 m de diámetro

Perfil de Suelo	McR (KN-m)	ϕ	P_u/ϕ (KN)	M_u/ϕ (KN-m)
I	11165	0.80	4315	13956
II	12225	0.80	4315	15281
III	13835	0.80	4315	17294
IV	22013	0.80	4315	27516
V	24173	0.80	4315	30217

Tabla 7.35 Capacidad axial y de cortante de los fustes barrenados provista por el concreto

diámetro (m)	Ag (m ²)	Av (m ²)	β	ϕ	Px (kN)	f _c (kN/m ²)	ϕP_n (kN)	ϕV_n (kN)
1.372	1.474	1.400	0.85	0.75	4188	27579	22094	629
1.829	2.627	2.496	0.85	0.80	4315	27579	41882	1037

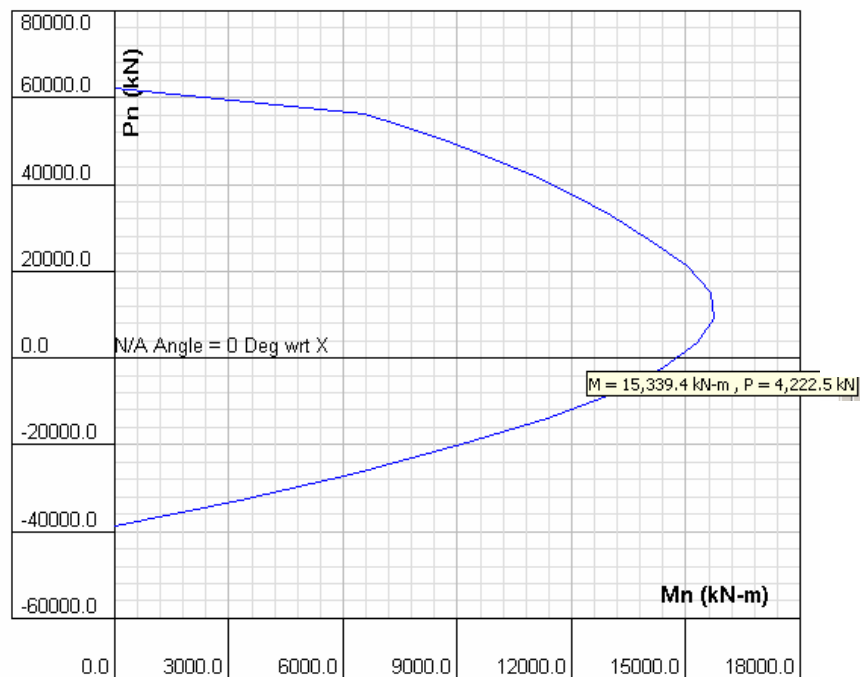


Figura 7.22 Diagrama de interacción para fustes barrenados de 1.327 m de diámetro en perfil de suelo I y II, realizado con programa Section Builder.

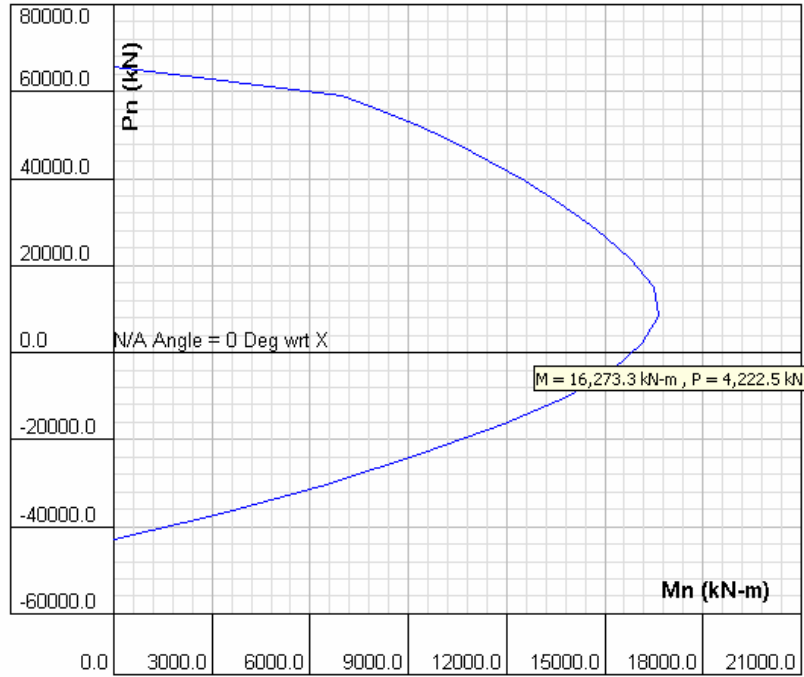


Figura 7.23 Diagrama de interacción para fustes barrenados de 1.327 m de diámetro en perfil de suelo III, realizado con programa Section Builder.

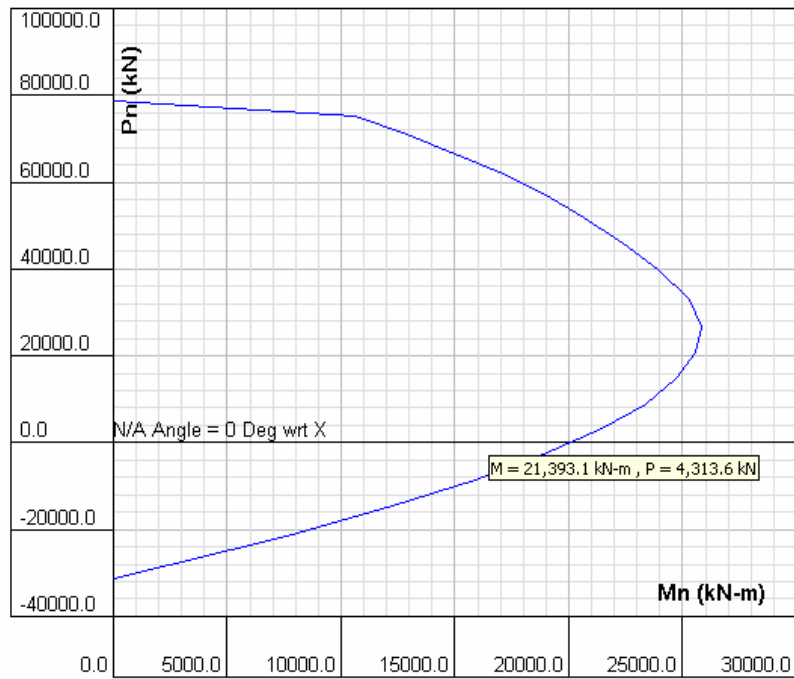


Figura 7.24 Diagrama de interacción para fustes barrenados de 1.829 m de diámetro en perfil de suelo I y II, realizado con programa Section Builder.

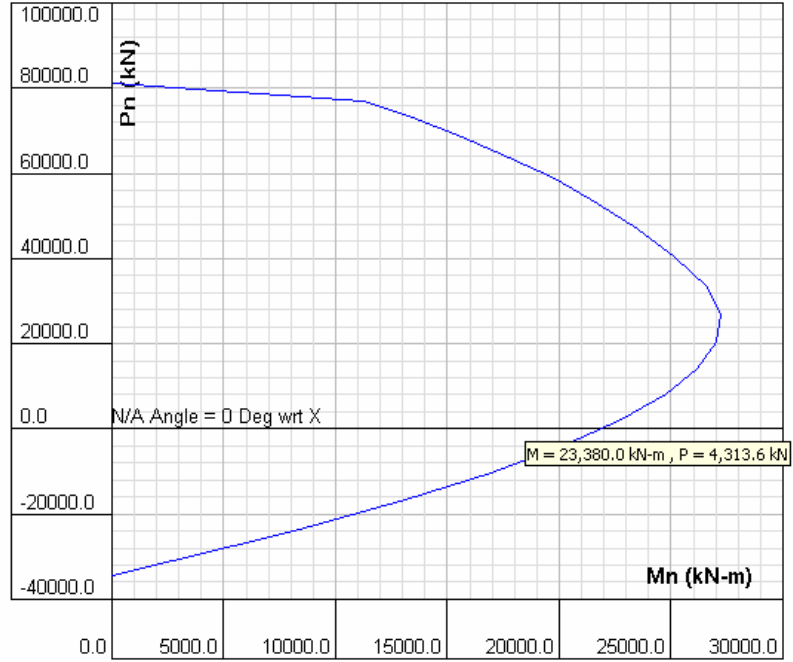


Figura 7.25 Diagrama de interacción para fustes barrenados de 1.829 m de diámetro en perfil de suelo III, realizado con programa Section Builder

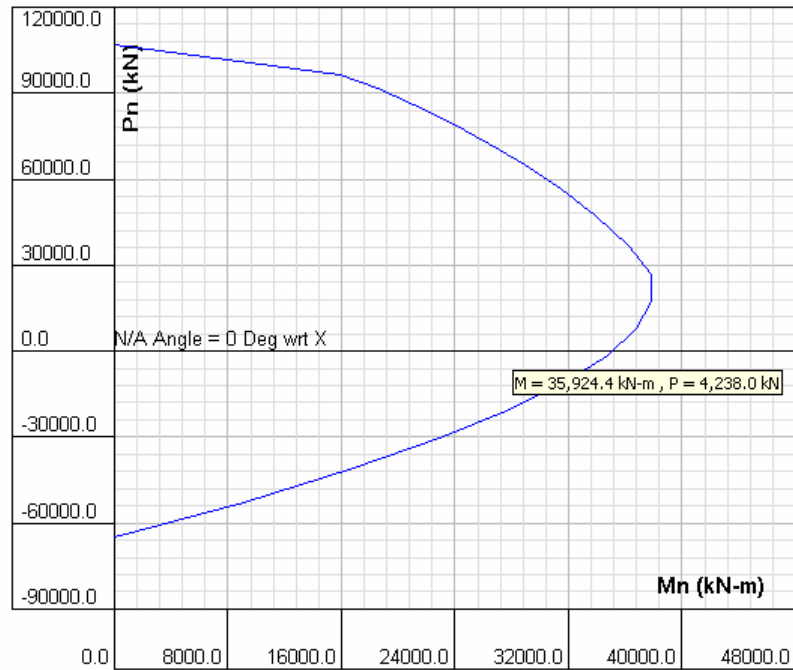
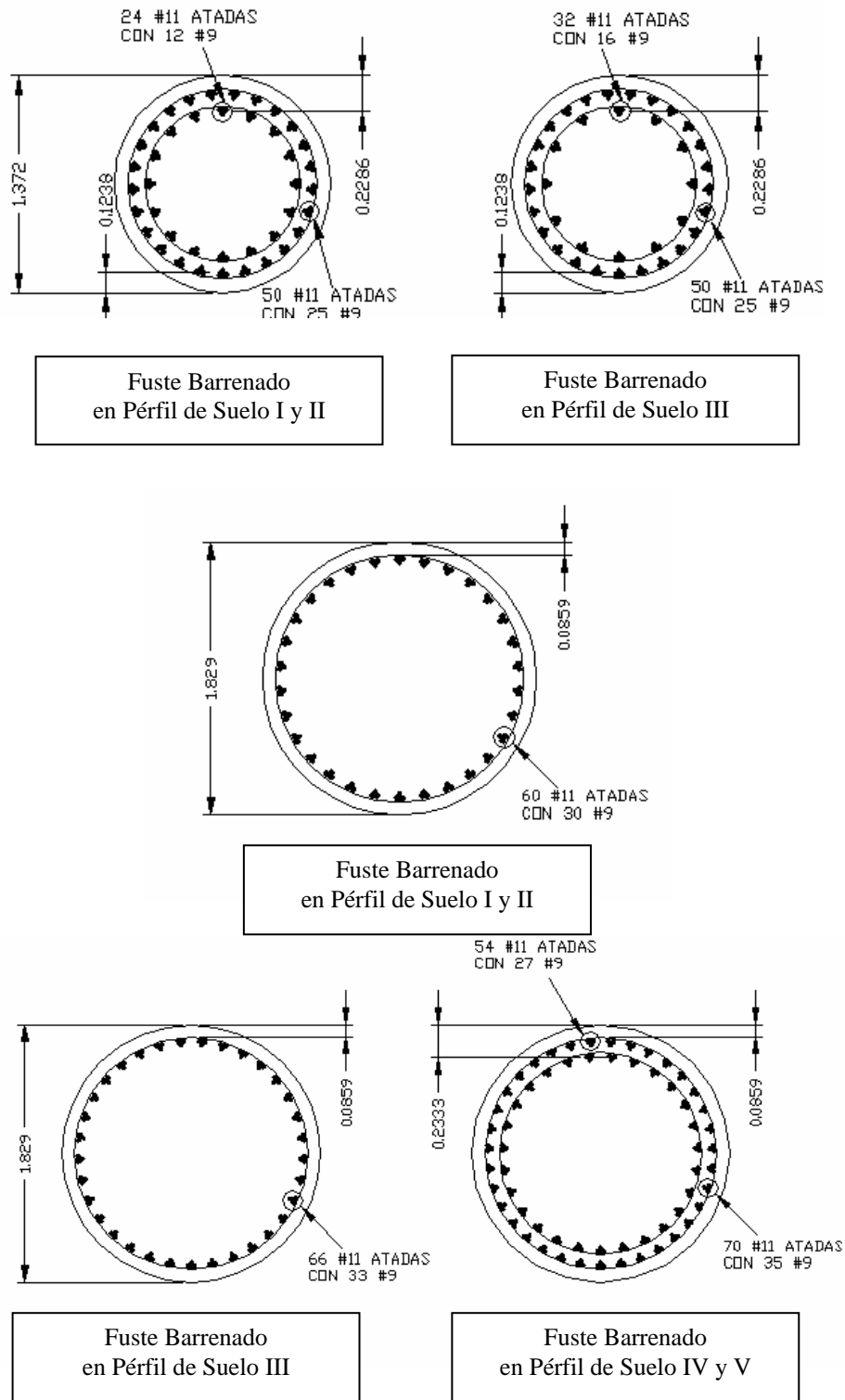


Figura 7.26 Diagrama de iteración para fustes barrenados de 1.829 m de diámetro en perfil de suelo IV y V, realizado con programa Section Builder.

Tabla 7.36 Cuantía de acero de los fustes barrenados y/o columnas para los cinco perfiles de suelo

Diámetro (m)	perfil de suelo	As (m ²)	ps (%)
	I	0.095	6.40
1.372	II	0.095	6.40
	III	0.105	7.09
	I	0.077	2.90
	II	0.077	2.90
1.829	III	0.085	3.20
	IV	0.159	6.05
	V	0.159	6.05



Nota: Todas las dimensiones están en metros

Figura 7.27 Detalles del acero de refuerzo longitudinal para los fustes barrenados

CAPITULO 8

RESULTADOS DEL METODO DE CAPACIDAD ESPECTRAL PARA EL PUENTE SOBRE FUSTES BARRENADOS

8.1 INTRODUCCION

En un evento sísmico la mayoría de las estructuras en concreto sufren deformaciones inelásticas. Esto ocurre debido a que la demanda sísmica de la estructura requiere unos desplazamientos que superan el límite elástico de la misma. En los puentes en concreto el desplazamiento lateral de las pilastras es de singular importancia debido al posible colapso de la cubierta (“*deck*”) del puente. Durante los terremotos de Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Hanshin/Awaji (1995) varias cubiertas de puente colapsaron totalmente, otros puentes sufrieron daños irreparables o colapsaron totalmente. El colapso de las cubiertas en puentes de autopista durante un terremoto es una falla común. Según un reporte del *FHWA* realizado por Kawashima et al. (1995) esto ocurre debido a que la demanda en desplazamiento es superior al largo de asiento existente. En un puente cuyas pilastras se componen de fustes barrenados, la demanda sísmica de desplazamiento lateral de las pilastras puede incrementar debido al efecto p-delta o al aumento en flexibilidad ocasionado por la altura sobre el suelo de los fustes barrenados (Chai y Hutchinson 2002). Debido a lo antes mencionado la predicción de la demanda del desplazamiento lateral durante un evento sísmico en un puente sobre fustes barrenados es de suma importancia en el diseño y análisis sísmico de un puente.

Uno de los métodos utilizados para obtener la demanda sísmica de una estructura en términos de desplazamientos es el análisis del historial en el tiempo no-lineal

(“*nonlinear time history analysis*”). Este método aunque es el más preciso y confiable es considerado impráctico debido a la extrema complejidad de su uso por lo cual varios métodos de análisis elástico como por ejemplo el método de capacidad espectral han sido recomendados. En este estudio se utilizó el método de capacidad espectral, o *CSM* por sus siglas en inglés, debido a que es una herramienta útil en la predicción del desempeño sísmico de las estructuras. Este método es recomendado por la Comisión de Seguridad Sísmica de California y se presenta en el reporte *ATC-40*. Según el reporte *ATC-40*, el *CSM* generalmente brinda desplazamientos dentro del 10 por ciento de los máximos promedios obtenidos de las corridas de un análisis del historial en el tiempo no-lineal.

En este capítulo se presenta parte de la metodología correspondiente a la aplicación del *CSM*. Las curvas de capacidad de los fustes barrenados extendidos obtenidas con el programa *DRAIN-2DX*, son presentadas. Los resultados obtenidos de la demanda sísmica en términos de desplazamientos espectrales y los periodos para los puentes sobre los fustes barrenados diseñados en el capítulo 7 son presentados. En el transcurso de este capítulo se brinda una discusión de los resultados obtenidos. Las conclusiones y recomendaciones que repercuten de la discusión de los resultados son resumidas en el capítulo 9.

8.2 CURVAS DE CAPACIDAD PARA LOS FUSTES BARRENADOS

Para aplicar el *CSM* es necesario obtener primero la curva de capacidad de la estructura. El desarrollo de esta curva provee al ingeniero una idea del posible desempeño de la estructura ante un evento sísmico. La curva de capacidad se obtiene realizando un empuje lateral en el cual se aplican incrementos de carga lateral en el tope de la estructura hasta que la misma comienza a sufrir agrietamientos que generan articulaciones

plásticas y producen un mecanismo de colapso en la estructura. Graficando el desplazamiento lateral correspondiente a cada incremento de carga se obtiene una curva de capacidad como se ilustra en la Figura 8.1.

Las curvas de capacidad obtenidas en este estudio se obtienen usando el primer modo de vibración de los puentes. Según se presenta en la Tabla 8.1 el primer modo de vibración es el predominante en el puente pues el coeficiente de masa modal (α) del mismo es superior a .95 en todos los casos considerados. En la Figura 8.2 se ilustra el primer modo de vibración de uno de los puentes. El primer modo de vibración es en la dirección longitudinal del puente y éste es el mismo tanto para los modelos en los perfiles de suelo I , II y III con fustes barrenados de 1.372 m de diámetro como para los modelos en los perfiles de suelo I, II, III, IV y V con fustes barrenados de 1.829 m de diámetro.

En la Tabla 8.2 se muestran los periodos de vibración del primer modo y los desplazamientos de las pilastras obtenidos mediante el análisis espectral multimodal realizado para cada uno de los modelos utilizando el programa SAP 2000 y siguiendo el procedimiento iterativo presentado en la Figura 7.14. Estos resultados son comparados más adelante con los obtenidos mediante el *CSM*. Los periodos correspondientes a los perfiles de suelo I, II y III para el fuste barrenado de 1.372 m de diámetro superan los 3 segundos y los desplazamientos de las pilastras superan los 39.6 cm (15.6 plg.). Ambos perfiles de suelo caen bajo la clasificación de Suelo Tipo II según el código *AASHTO* (1996). Sin embargo, es evidente que debido a la menor calidad del perfil de suelo II y III tanto el periodo de vibración como el desplazamiento en las pilastras aumentan. En el caso del fuste barrenado de 1.829 m de diámetro tanto los periodos de vibración como los desplazamientos en las pilastras en los perfiles de suelo I, II y III disminuyen debido a la

mayor rigidez de los fustes barrenados. El desplazamiento en las pilastras se ve reducido a aproximadamente la mitad del desplazamiento obtenido para el fuste barrenado de menor diámetro y los periodos de vibración se reducen por más de un segundo. Para el perfil de suelo III (Suelo Tipo III) con el fuste barrenado mayor, el desplazamiento es de 43.1 cm (17.0 plg.) y el periodo de vibración es de 3.165 segundos. Se puede notar como debido a un suelo más pobre se genera un aumento tanto en el desplazamiento de las pilastras como en el periodo de vibración del puente si se comparan estos valores con los obtenidos para el mismo fuste barrenado en los perfiles de suelo clasificados como Suelo Tipo II. Aunque este perfil de suelo es el de menor calidad al perfil de suelo I y II, el desplazamiento y periodo de vibración son menores a los obtenidos para el fuste barrenado de menor diámetro en los perfiles de suelo de mejor calidad (perfiles I y II). Esto se debe a que el incremento en el diámetro del fuste barrenado evidencia tener una mayor influencia en la respuesta sísmica del puente. Para los perfiles de suelo IV y V los desplazamientos incrementan debido a que es el suelo menos rígido alcanzando valores de 83.6 cm y 95.5 cm respectivamente. El período para ambos perfiles de suelo también se incrementa siendo superior a los 3.50 seg. Para verificar si la magnitud de los periodos es posible en el apéndice f se muestran los periodos del puente sobre fustes barrenados para los cinco perfiles de suelo y en condición de empotramiento perfecto a nivel del suelo utilizando un modelo simple de un grado de libertad.

Para desarrollar las curvas de capacidad se utilizó el programa DRAIN-2DX. Este programa fue desarrollado en la Universidad de California en Berkeley y es utilizado para el análisis no lineal estático y dinámico de estructuras. Las curvas de capacidad realizadas corresponden a la dirección longitudinal del fuste barrenados 11. Se seleccionó la

dirección longitudinal del puente debido a que es la dirección débil del puente y el primer modo de los puentes es en esa dirección por lo cual los desplazamientos de mayor magnitud se deben producir en esta dirección.

El modelo de los fustes barrenados o columnas realizado en DRAIN-2DX se compone de una columna o fuste barrenado representado mediante tres elementos tipo 2 y dos elementos tipo 4 según se ilustra en la Figura 8.3. El elemento tipo 2 representa una viga-columna con articulación plástica. Utilizando este elemento es posible considerar el diagrama de interacción correspondiente a cada uno de los fustes barrenados diseñados, el momento curvatura de las secciones, así como la rigidez y efectos de segundo orden en la viga-columna. En el apéndice e se presentan las hojas con la entrada de datos para este elemento en DRAIN-2DX para cada modelo. Los diagramas de interacción, presentados en las Figuras 7.22 a 7.26, correspondientes a cada una de los fustes barrenados diseñados fueron introducidos en el programa DRAIN-2DX. El elemento tipo 4 es un resorte inelástico utilizado para modelar la flexibilidad rotacional o traslacional en conexiones estructurales. En la base de la columna o del fuste barrenado extendido se incorporan dos elementos tipo 4, uno traslacional en la dirección longitudinal del puente y otro rotacional en una dirección perpendicular al plano donde se encuentran las direcciones longitudinal y vertical del puente. Los resortes en la base de la columna representan la rigidez suelo-fuste barrenado representada por curvas bi-lineales similares a las de la Figuras 8.4. Estas curvas bi-lineales son una simplificación necesaria de las curvas de rigidez suelo-fuste barrenado no-lineales, discutidas y presentadas en el capítulo 7, para poder realizar el análisis en el programa DRAIN-2DX.

En la Tabla 8.1 se presentan los valores de cortante, momento y carga axial de los fustes barrenados 11, 21 y 31 para los diámetros y perfiles de suelo en los que fue posible el diseño de los mismos. A cada fuste barrenado le fue aplicada en su tope incrementos de carga lateral hasta alcanzar el valor del cortante sísmico elástico obtenido del análisis espectral multimodal. En la dirección axial se aplica una carga igual a la carga muerta. Estos valores fueron obtenidos utilizando el programa SAP 2000. Las curvas de capacidad se limitaron a este valor debido a que el cortante en los fustes barrenados durante un evento sísmico no debe superar el cortante sísmico elástico. Además, el método de capacidad espectral solo requiere, si la estructura es capaz de soportar un sismo, que la curva de capacidad al transformarse en espectro de capacidad interseque el espectro de demanda. Para los fustes barrenados de menor diámetro el cortante en todos los suelos es menor al de los fustes de mayor diámetro en los mismos tipos de suelo debido a la mayor rigidez de los últimos. Tanto para los fustes de 1.372 m y 1.829 m de diámetro el cortante en el perfil de suelo III es menor al cortante en el perfil de suelo II y este es a su vez menor al del perfil de suelo I. A su vez el cortante para el fuste de mayor diámetro en el perfil de suelo III (suelo tipo III) es menor a los obtenidos para este mismo fuste en los perfiles de suelo I y II (suelos tipo II). Para los fustes barrenados en los perfiles de suelo IV y V (Suelo Tipo IV) el cortante es mayor al cortante para los suelos tipo II y III. El perfil de suelo IV es más rígido que el perfil de suelo V debido a que su primer estrato es una arena media, por lo tanto, los fustes barrenados en el perfil de suelo IV reciben un mayor cortante. Esto indica que el cortante en fustes barrenados extendidos de igual diámetro disminuye según disminuya la calidad de los perfiles de suelo dentro de un mismo tipo de suelo.

Un comportamiento general se puede identificar si observamos en la tabla 8.1 la forma en que aumenta el cortante en cada fuste barrenado extendido según disminuye la elevación de las pilastras (ver Tabla 7.1). Aunque estas variaciones en elevación no superan el metro de diferencia son suficientes para provocar cambios considerables en la rigidez de los fustes barrenados aumentando o disminuyendo la rigidez y demanda de cortante de los mismos según disminuya o aumente correspondientemente la elevación de los fustes barrenados. En el caso de la carga axial, ésta proviene de la carga muerta de la estructura por lo cual estos valores son mayores para los fustes barrenados extendidos de mayor diámetro y los mismos no varían si el diámetro dentro de cada perfil de suelo es el mismo.

Una vez seleccionados el cortante y la carga axial para cada caso se obtienen las curvas de capacidad para cada una de los fustes barrenados en los perfiles de suelo considerados hasta ahora según se ilustra en la Figura 8.5. De las curvas se desprende que el comportamiento general de los fustes barrenados considerados en este estudio es lineal. Solo para los fustes barrenados en los perfiles de suelo IV y V se observa una leve no-linealidad al final de la curva. Aunque la rigidez del suelo fuste-barrenado es no-lineal, en el caso de fustes barrenados de gran diámetro esta rigidez se ve dominada por la rigidez lineal del fuste barrenado (PoLam, 1998).

8.3 EL METODO DE CAPACIDAD ESPECTRAL

Para desarrollar el método de capacidad espectral es necesario convertir la curva de capacidad en un espectro de capacidad de respuesta aceleración-desplazamiento según se muestra en la Figura 8.6. En la Tabla 8.1 se muestran los valores utilizados para

obtener los espectros de capacidad. Las ecuaciones requeridas para realizar la transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad son las siguientes:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (8.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right] \left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right]} \quad (8.2)$$

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad (8.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{tope}}{PF_1 \phi_{r_{tope,1}}} \quad (8.4)$$

Donde:

PF_1 = factor de participación modal correspondiente al primer modo natural

α_1 = coeficiente de masa modal correspondiente al primer modo natural

w_i/g = masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} = amplitud del modo 1 en el nivel i

$\phi_{r_{tope,1}}$ = amplitud del modo 1 en el tope de la pilastra

Δ_{tope} = desplazamiento en el tope de la pilastra

N = grado de libertad correspondiente al nivel más alto en la pilastra

V = cortante basal en la columna

W = peso muerto total del puente

S_a = aceleración espectral

S_d = desplazamiento espectral

De igual manera el espectro de respuesta tradicional (S_a vs. T) se convierte en un espectro de demanda en términos de aceleración y desplazamiento espectral según se ilustra en la Figura 8.7. Las ecuaciones requeridas para realizar la transformación del espectro de respuesta tradicional al espectro de demanda son las siguientes:

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} \quad (8.5)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (8.6)$$

Donde:

T = es el periodo correspondiente al primer modo de vibración

Los espectros de respuesta tradicionales correspondientes a los Suelos Tipo II, III y IV según el código *AASHTO* (1996) presentados en la Figura 7.13 son transformados a espectros de demanda. Una vez los espectros de capacidad y demanda de la estructura son obtenidos, los mismos son superpuestos en un mismo gráfico según se ilustra en la Figura 8.7. La línea que irradia del origen al punto de desempeño según se ilustra en la Figura 8.7 es el periodo de la estructura y el mismo se obtiene mediante la ecuación 8.6. Realizado esto el método concluye al obtenerse un punto en el espectro de capacidad que también se encuentre en el espectro de demanda reducido debido a los efectos no-lineales. Este punto se le conoce como el punto de desempeño (“*performance point*”) y el mismo representa la condición para la cual la capacidad sísmica de la estructura equipara la demanda sísmica impuesta sobre la estructura por el movimiento fuerte especificado.

8.4 DISCUSION DE LOS RESULTADOS DEL METODO DE CAPACIDAD ESPECTRAL PARA EL PUENTE SOBRE FUSTES BARRENADOS

En las Figuras 8.8 a 8.10 se presentan, superpuestos en un mismo gráfico, los espectros de capacidad y demanda correspondientes al fuste barrenado extendidos 11 para cada tipo de suelo. En cada uno de los gráficos el punto de desempeño ha sido identificado para cada caso como el punto de intersección de los espectros de capacidad con sus correspondientes espectros de demanda. Se puede observar en las Figuras 8.8 a 8.10 que el comportamiento de los fustes barrenados hasta el punto de desempeño es lineal excepto para los perfiles de suelo IV y V (suelo tipo IV) los cuales exhiben una leve no-linealidad. Debido a la linealidad para los perfiles de suelo I, II y III (suelos tipo II y III) no es necesario reducir los espectros de demanda para obtener la demanda en desplazamiento pues no se vislumbra un aumento en el amortiguamiento de la estructura causado por amortiguamiento histerético. Para los perfiles de suelo IV y V se utilizó la aproximación del desplazamiento equivalente la cual se ilustra en la Figura 8.11. En esta aproximación se considera que el desplazamiento inelástico espectral es el mismo que ocurriría si la estructura se comportara perfectamente elástica (ATC-40). Por tal razón los espectros de demanda utilizados son elásticos y se les asignó un 5 por ciento de amortiguamiento inherente.

En la Tabla 8.3 se resumen los resultados obtenidos de las Figuras 8.8 a 8.10. Si comparamos los resultados obtenidos utilizando el *CSM* con los obtenidos mediante el proceso iterativo (los cuales son presentados en la Tabla 8.2) se puede notar que los valores no tienen diferencias grandes. Estos resultados demuestran que el *CSM* es una herramienta útil y práctica para predecir el comportamiento sísmico de un puente sobre

fustes barrenados pues su aplicación, además de ser simple, produce resultados con buena precisión al ser comparado con el método de análisis espectral multimodal iterativo también realizado en este estudio.

En la Tabla 8.3 se comparan los valores obtenidos del *CSM* con los valores obtenidos en SAP 2000 mediante el análisis espectral multimodal. Los valores obtenidos con el *CSM* resultan de menor magnitud a los obtenidos utilizando el análisis espectral multimodal, pero sin embargo arrojan las mismas conclusiones en cuanto al desempeño sísmico de los fustes barrenados en los distintos perfiles de suelo. La demanda en desplazamiento obtenida para los fustes barrenados con diámetro de 1.372 m en los perfiles de suelo I, II, y III es de 35.1 cm (13.8 in), 36.9 cm (14.5) y 78.9 cm (in) respectivamente. Estos desplazamientos son inaceptables en un puente debido a que las dimensiones necesarias del asiento de la viga no serían prácticas. Sin embargo, si se aumenta en un 25% el diámetro de los fustes barrenados (a 1.829 m) la demanda en desplazamiento para los mismos en los perfiles de suelo I y II se reduce a 17.8 cm (7.01 in) y 19.6 cm (7.72 in) y 41.1 cm (16.18 in) respectivamente, lo cual es una reducción de 50 por ciento en los desplazamientos. Esta reducción en desplazamientos demuestra que para perfiles de suelo dentro de la clasificación de Suelo Tipo II o más duro según el código *AASHTO* (1996), el uso de los fustes barrenados extendidos para el puente considerado en este estudio es posible si se utiliza un diámetro de fuste de 1.829 m. Por otro lado el aumento en diámetro para el perfil de suelo III (Suelo Tipo III) no produce desplazamientos aceptables pues el desplazamiento obtenido para el fuste barrenado extendido de 1.829 m de diámetro es de 41.1 cm (16.18 in). Aplicando la aproximación del desplazamiento equivalente en la Figura 8.10 para los perfiles de suelo IV y V se

obtuvieron desplazamientos de 76.9 cm y 93.4 cm. Con estas magnitudes de desplazamiento queda evidenciado que para el puente considerado en este estudio el uso de fustes barrenados en suelos clasificados como Suelo Tipo III o más blandos no es posible debido a que se requerirían de unos largos de asiento imprácticos.

Si observamos la razón l_u/H , razón entre la longitud sin arriostrar del fuste barrenado desde el centroide de la viga de coronación hasta la profundidad de empotramiento perfecto y la altura sobre la superficie del suelo de los fustes barrenados presentadas en las Tablas 7.31 y 7.32, hay una relación entre la razón l_u/H y los fustes con desplazamientos excesivos. Se podría decir que para aquellos casos en los que la razón l_u/H sea mayor de 1.6 el uso de fustes barrenados como cimentación de un puente con pilastras tipo “*pile bent*” podría generar una demanda en desplazamientos excesiva. De igual forma podemos decir que para aquellos fustes cuyo factor de magnificación en la dirección longitudinal sea igual o mayor de dos, la magnificación de los momentos será excesiva y producirán unos momentos que imposibilitaran el diseño de la sección o producirá unos desplazamientos excesivos debido al acoplamiento significativo que existe en los fustes barrenados entre el momento con el desplazamiento.

Aunque los puentes de este estudio permanecen en el rango elástico, la flexibilidad provista por el suelo-fuste barrenado en las pilastras para suelos clasificados como Suelo Tipo III o más blandos es de tal magnitud que aunque la capacidad de la estructura cumple con la demanda, el colapso de las cubiertas del puente sería inminente al no poder proveerse longitudes de asiento que sean prácticos.

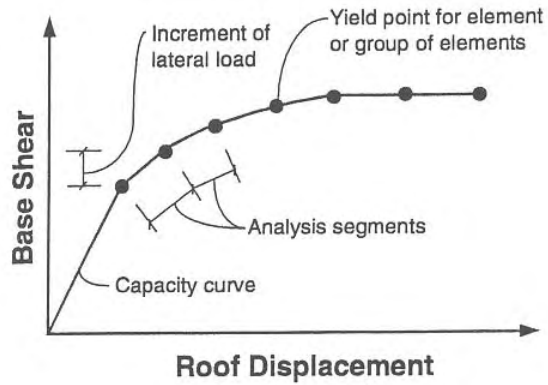


Figura 8.1 Curva de capacidad típica de una estructura, ATC-40

Tabla 8.1 Propiedades dinámicas y cargas utilizadas en el método de capacidad espectral

Diámetro (m)	Perfil de Suelo	Fuste Barrenado	PF1	α_1	Φ_{top}	V (KN)	P (KN)
1.372	I	11	58.110	0.965	0.016	445	3221
		21				474	2720
		31				501	3147
1.372	II	11	58.170	0.967	0.016	429	3221
		21				467	2720
		31				477	3147
1.372	III	11	58.57	0.9802	0.016	423	3498
		21				448	3221
		31				472	2720
1.829	I	11	60.030	0.948	0.016	675	3147
		21				716	3095
		31				734	3454
1.829	II	11	60.110	0.95	0.016	656	3498
		21				664	3095
		31				726	3454
1.829	III	11	60.690	0.969	0.016	631	3498
		21				704	3095
		31				689	3454
1.829	IV	11	4.600	0.975	0.226	1066	3498
		21				1115	3095
		31				1158	3454
1.829	V	11	4.600	0.975	0.226	1056	3498
		21				1062	3095
		31				1071	3454

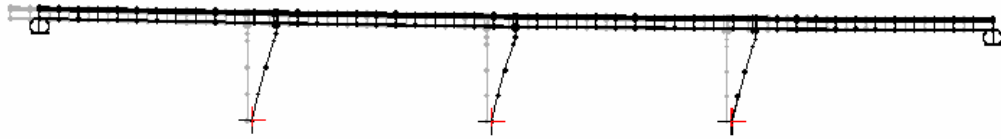


Figura 8.2 Primer modo de vibración de los puentes sobre fustes barrenados

Tabla 8.2. Periodo correspondiente al primer modo de vibración de los puentes, demanda en desplazamiento y cortante obtenido mediante el análisis espectral multimodal en SAP 2000

Diámetro (m)	Pérfil de Suelo	Análisis Espectral Multimodal		
		Desplazamiento (cm)	Periodo (seg)	Cortante (KN)
1.372	I	39.6	3.38	445
	II	41.0	3.57	429
	III	82.5	5.21	423
1.829	I	19.1	2.09	675
	II	21.3	2.22	656
	III	43.1	3.17	631
	IV	83.6	3.51	1066
	V	95.5	3.75	1056

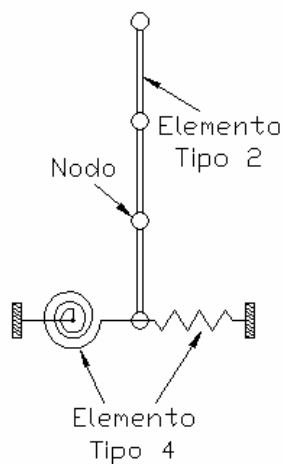
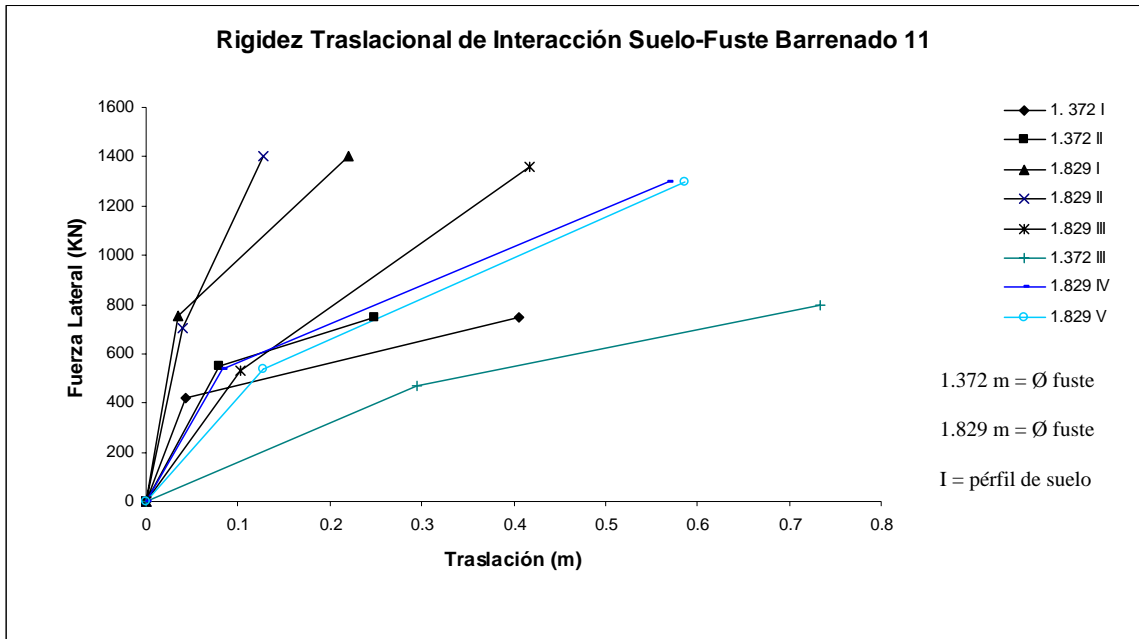
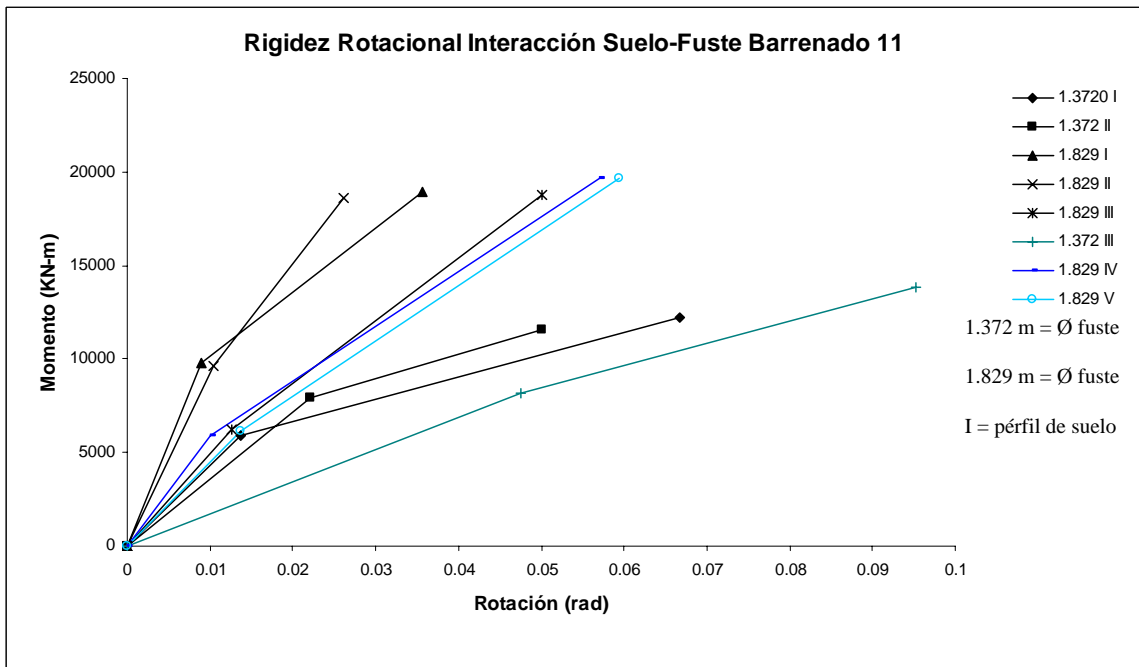


Figura 8.3 Modelo de un fuste barrenado extendido en la dirección longitudinal realizado en DRAIN-2DX



(a)



(b)

Figura 8.4 Curvas bi-lineales de rigidez traslacional y rotacional longitudinal de suelo fuste barrenado 11

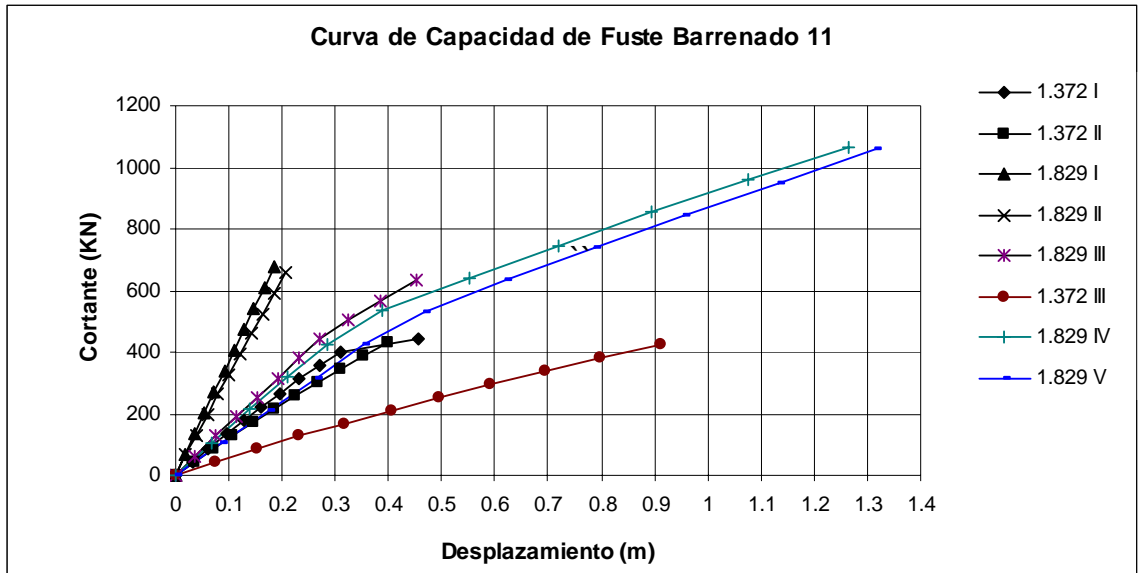


Figura 8.5 Curvas de capacidad para los dos diámetros del fuste barrenado 11 en los cinco perfiles de suelo

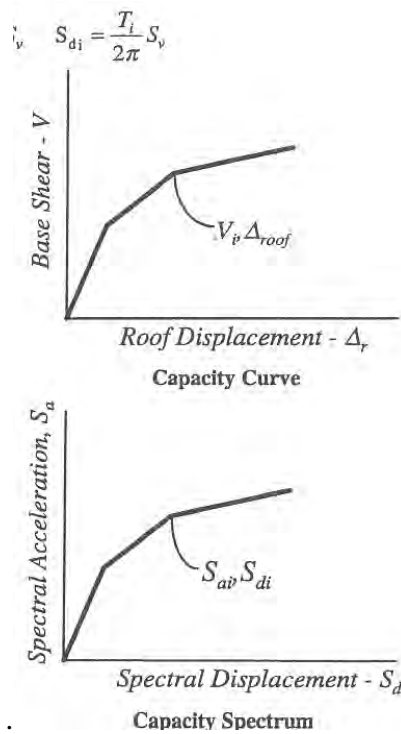


Figura 8.6 Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad, ATC-40

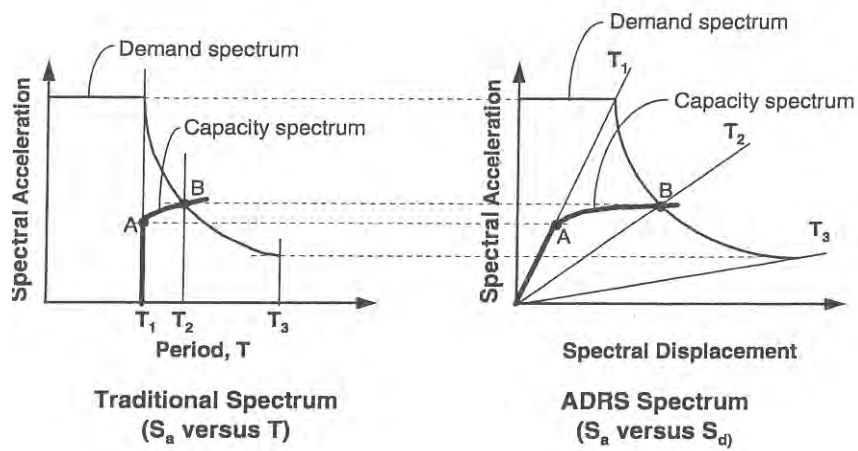


Figura 8.7 Superposición del espectro de capacidad y el espectro de demanda según el CSM, ATC-40

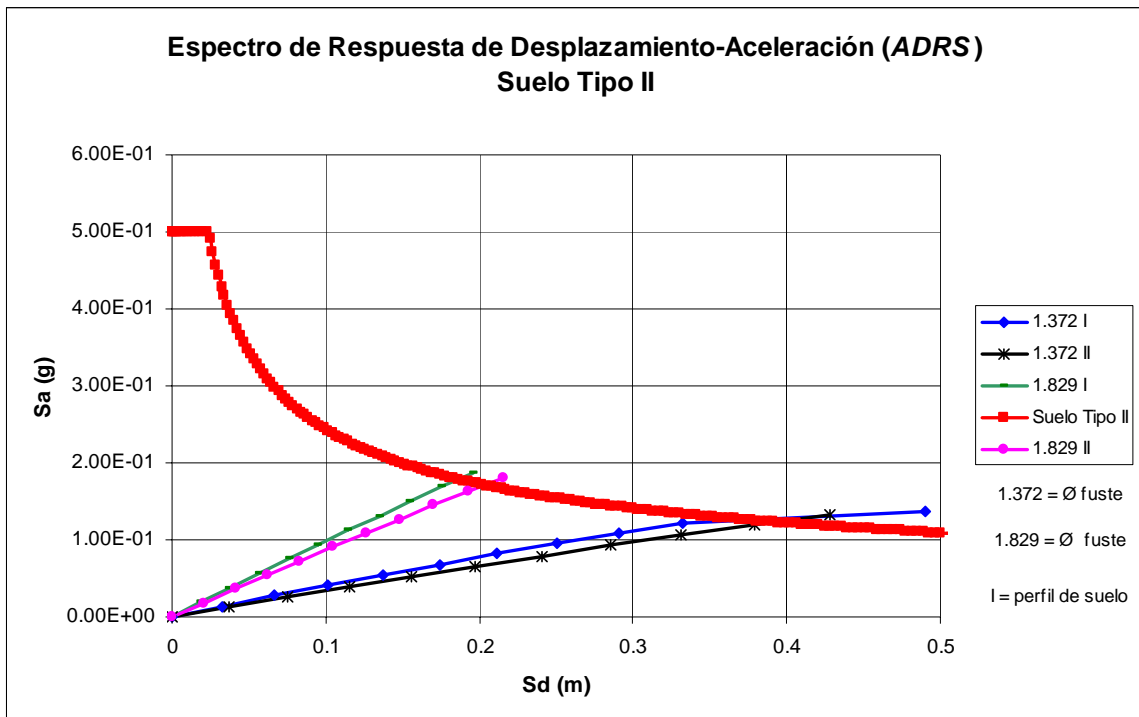


Figura 8.8 Espectros de capacidad y demanda para los puentes sobre fustes barrenados en perfiles de suelo tipo II

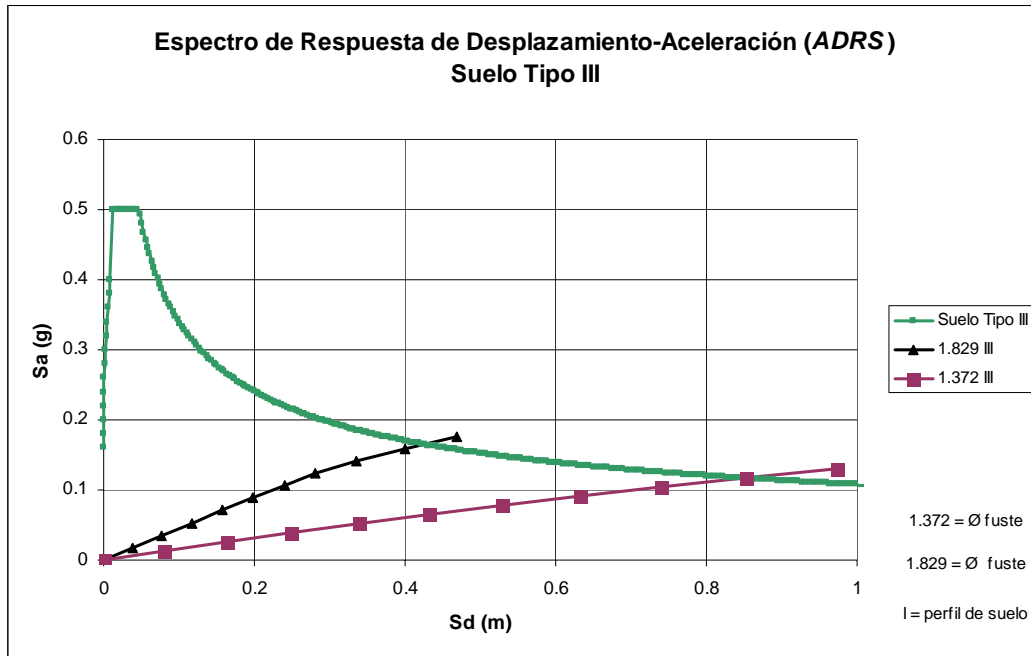


Figura 8.9 Espectros de capacidad y demanda para los puentes sobre fustes barrenados en perfiles de suelo tipo III

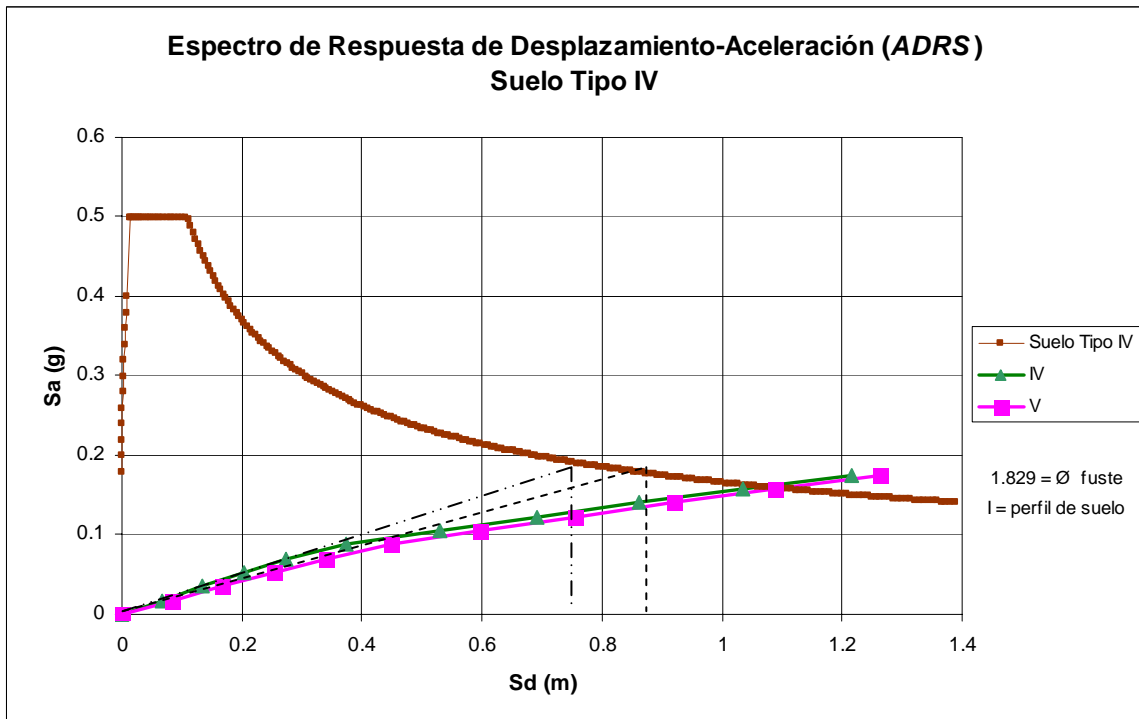


Figura 8.10 Espectros de capacidad y demanda para los puentes sobre fustes barrenados en perfiles de suelo tipo IV y V

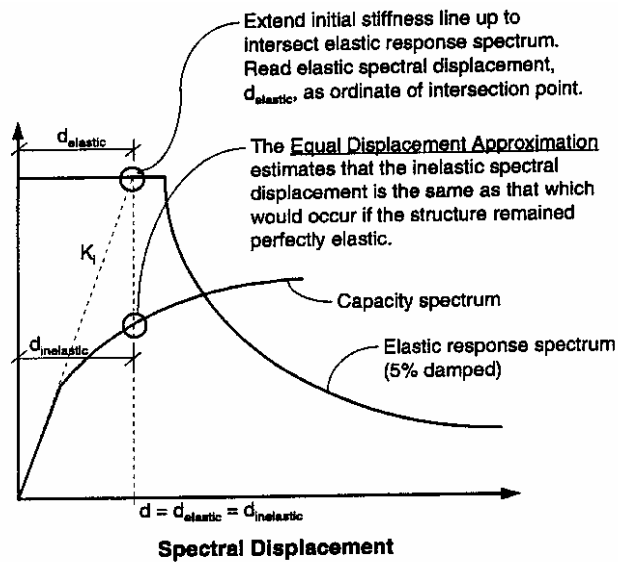


Figura 8.11 Aproximación del desplazamiento equivalente, ATC-40

Tabla 8.3 Desplazamientos y periodos de los puentes sobre fustes barrenados obtenidos del CSM y del Análisis Espectral Multimodal

Diámetro (m)	Perfil de Suelo	CSM			Análisis Espectral Multimodal		
		Desplazamiento (cm)	Periodo (seg)	Cortante (KN)	Desplazamiento (cm)	Periodo (seg)	Cortante (KN)
1.372	I	35	3.47	404	39.6	3.38	445
1.372	II	36.9	3.61	385	41	3.57	429
1.372	III	78.9	5.38	387	82.5	5.21	423
1.829	I	17.8	2.05	623	19.1	2.09	675
1.829	II	19.6	2.20	617	21.3	2.22	656
1.829	III	41.1	3.22	594	43.1	3.17	631
1.829	IV	76.9	3.90	981	83.6	3.51	1066
1.829	V	93.4	4.14	962	95.5	3.75	1056

CAPITULO 9

CONCLUSIONES

2.1 INTRODUCCION

El objetivo principal de esta investigación fue el estudio del desempeño sísmico de los fustes barrenados instalados en diferentes tipos de suelo y su efecto sobre la superestructura de un puente con pilastras tipo “*pile bent*” provisto de juntas sísmicas en los extremos. Como parte de esta investigación también se instrumentó y realizó un modelo en elementos finitos de un puente existente. En los capítulos iniciales se describió el puente instrumentado, los instrumentos utilizados en la instrumentación y la localización de los mismos. Los perfiles de suelo seleccionados para el análisis de los fustes barrenados, las características y clasificación de los mismos según el código *AASHTO* (1996) también han sido presentados. Se incluyó una descripción del modelo del puente instrumentado realizado en SAP 2000. El modelo del puente utilizado y las simplificaciones realizadas al mismo para realizar este estudio han sido descritos. Un resumen de varias metodologías relacionadas al análisis lateral de los fustes barrenados ha sido brindado. Se presentó la metodología utilizada para el diseño de los fustes barrenados y el análisis del desempeño sísmico de los mismos en diferentes tipos de suelo. Se realizó una comparación entre el método de las curvas *p-y* y el método de carga característica de Duncan et al. (1994) en la predicción de desplazamientos laterales a nivel del suelo en un fuste barrenado para demostrar la validez del procedimiento seguido para obtener las curvas de rigidez suelo-fuste barrenado. Una comparación entre los resultados relacionados al desempeño de los fustes barrenados obtenidos mediante un

análisis espectral multimodal iterativo realizado en SAP 2000 y el método de capacidad espectral según el ATC-40 ha sido presentada. Las conclusiones que resultan del análisis y discusión de los resultados obtenidos en el proceso de lograr los objetivos de esta investigación se resumen a continuación.

9.2 CONCLUSIONES

1. La rigidez del suelo-fuste barrenado es no-lineal y la misma varía según el tipo de suelo. Esta rigidez disminuye considerablemente a medida que la calidad de los estratos que componen los perfiles de suelo disminuye. Se encontró que la rigidez del suelo fuste-barrenado se genera dentro de los primeros diez diámetros de profundidad al igual que lo estipulado por Duncan et al. (1994).
2. El método de carga característica (Duncan et al., 1994) produce desplazamientos conservadores pero en un orden de magnitud similar a los obtenidos con GROUP 6.0 en perfiles de suelo cuyos primeros diez diámetros de profundidad son uniformes. Esta comparación con un método ya establecido también demuestra la validez del procedimiento seguido para obtener las curvas de rigidez suelo-fuste barrenado.
3. El aumento en el diámetro del fuste barrenado duplica la rigidez traslacional del suelo-fuste barrenado en los perfiles de suelo I y II y triplica esta rigidez en los perfiles de suelo III, IV y V. Es entonces evidente que para fustes barrenados de gran tamaño el diámetro del fuste tiene un gran impacto en la rigidez del suelo-fuste barrenado pues un incremento del 33% en el diámetro incrementa en un 200% la rigidez trasnacional del suelo fuste barrenado

4. El efecto de grupo en fustes barrenados sujetos a carga lateral altera considerablemente la distribución de las cargas sobre los mismos.
5. Para Suelos Tipo III y IV los cuales se componen de perfiles de suelo cuyos primeros 9 m o más estén compuestos de arcillas blanda y/o arenas sueltas o medias el efecto p-delta puede ser considerable. Según los suelos se hacen más blandos el grado de magnificación de los momentos debido al efecto p-delta aumenta. Los momentos resultantes en estos suelos pudieran imposibilitar el diseño de los fustes barrenados debido a que la cuantía de acero necesaria sobrepasa la cuantía de acero máxima establecida por el código *AASHTO* (1996) la cual es un 8 por ciento del área seccional del fuste barrenado
6. Tanto el periodo de vibración del puente como el desplazamiento en las pilastras aumenta según disminuye la calidad de los suelos. Sin embargo el incremento en el diámetro del fuste barrenado evidencia tener una mayor influencia en la respuesta sísmica del puente.
7. El cortante en los fustes barrenados disminuye según disminuye el diámetro y la calidad de los estratos en un mismo tipo de suelo. Un aumento en la elevación sobre el suelo de los fustes barrenados produce una disminución en el cortante. Aunque estas variaciones en elevación no superan el metro de diferencia, son suficientes para provocar cambios considerables en la rigidez de los fustes barrenados aumentando o disminuyendo la rigidez y demanda de cortante de los mismos según disminuya o aumente correspondientemente la elevación de los fustes barrenados.

8. El comportamiento general del puente sobre fustes barrenados hasta el punto de desempeño en suelos tipo II y III es lineal. Para los suelos tipo IV existe una leve no-linealidad. Aunque la rigidez del suelo-fuste barrenado es no-lineal, en el caso de fustes barrenados de gran diámetro esta rigidez se ve dominada por la rigidez lineal del fuste barrenado, concordando así con lo encontrado por PoLam (1998).
9. Si la disparidad entre la rigidez del fuste barrenado y la del suelo es considerable puede esperarse que la rigidez menor domine la rigidez total del suelo-fuste barrenado
10. El *CSM* es una herramienta útil y práctica para predecir el comportamiento sísmico de un puente sobre fustes barrenados pues su aplicación, además de ser simple, produce resultados con buena precisión al ser comparado con los resultados obtenidos utilizando el análisis espectral multimodal también realizado en este estudio. Los valores obtenidos resultan de menor magnitud a los obtenidos utilizando el análisis espectral. Sin embargo arrojan las mismas conclusiones en cuanto al desempeño sísmico de los fustes barrenados en los distintos perfiles de suelo.
11. La demanda en desplazamiento obtenida para los fustes barrenados con diámetro de 1.372 m en los perfiles de suelo I, II y III son inaceptables en un puente debido a que las dimensiones necesarias del asiento de la viga no serían prácticos. Sin embargo, si se aumenta en un 25% el diámetro de los fustes barrenados (a 1.829 m) la demanda en desplazamiento para los mismos en los perfiles de suelo I y II se reduce a 18.1 cm (7.13 in) y 20.3 cm (7.99 in) respectivamente lo cual es una reducción de 50 por ciento en los

desplazamientos. Esta reducción en desplazamientos demuestra que para perfiles de suelo dentro de la clasificación de Suelo Tipo II o más duro según el código *AASHTO* (1996) el uso de los fustes barrenados extendidos para el puente considerado en este estudio es posible si se utiliza un diámetro de fuste de 1.829 m.

12. El aumento en diámetro para el perfil de suelo III (Suelo Tipo III) no produce desplazamientos aceptables pues el desplazamiento obtenido para el fuste barrenado extendido de 1.829 m de diámetro es de 41.1 cm (16.7 in). Con esta magnitud de desplazamiento queda evidenciado que para el puente considerado en este estudio el uso de fustes barrenados en suelos clasificados como Suelo Tipo III o más blandos no es posible debido a que se requerirían de unos largos de asiento imprácticos.
13. La profundidad de empotramiento es aquella profundidad en la cual los desplazamientos laterales y rotaciones del fuste barrenado bajo la superficie son cercanos a cero. A medida que el suelo se hace más blando tanto el momento del fuste barrenado como las profundidades de empotramiento y de momento máximo aumentan. Para el fuste barrenado de 1.829 m en los perfiles de suelo I y II, los cuales se ha determinado hasta ahora que son los únicos casos para los cuales el puente puede ser cimentado sobre fustes barrenados, la razón L_u/H no es mayor de 1.5. Se podría decir de esta observación que para aquellos casos en los que existan fustes cuya profundidad de empotramiento sea superior a una vez y media de la altura del fuste barrenado sobre la superficie el uso de fustes barrenados como cimentación de un puente con pilastras tipo “*pile bent*” podría

generar desplazamientos laterales excesivos. De igual forma podemos decir que para aquellos fustes cuyo factor de magnificación en la dirección longitudinal sea igual o mayor de dos, la magnificación de los momentos será excesiva y producirán unos momentos que imposibilitarán el diseño de la sección o producirá unos desplazamientos excesivos debido al acoplamiento significativo que existe en los fustes barrenados entre el momento con el desplazamiento lateral.

14. Para suelos clasificados como Suelo Tipo III o más blandos la flexibilidad provista por el suelo-fuste barrenado a un puente con pilastras tipo “pile bent” es de tal magnitud que aunque la capacidad de la estructura cumple con la demanda, el colapso de las cubiertas del puente sería inminente al no poder proveerse longitudes de asiento que sean prácticos.

LITERATURA CITADA

1. AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications of Highway Bridges, Sixteenth Edition", 1996.
2. ACI 318-02, (2002) Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
3. ATC (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)", Applied Technology Council, Sacramento, California.
4. Bowles, J. E. (1996), "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill Inc., Fifth Edition, New York, NY.
5. Brown, D. A., Reese, L. C., and O'Neill, M. W. (1987), "Cyclic Lateral Loading of a Large-Scale Pile Group", J. Struct. Engrg., ASCE, 113(11): 1326-1343
6. Buckle I. G., Mayes R. L. and Button M. R. (1987), "Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges", Report FHWA-IP-87-6, Federal Highway Administration, p.p. 220
7. Budek, A. M., Priestley, M. J., and Benzoni, G. (2000), "Inelastic Seismic Response of Bridge Drilled-Shaft RC Pile/Columns." J. Struct. Engrg., ASCE, 126(4): 510-517.
8. Caltrans, 1990. "Seismic Design References." California Department of Transportation, Sacramento, California.
9. Chai, Y. H. (2002), "Flexural Strength and Ductility of Extended Pile-Shafts I: Analytical Model." J. Struct. Engrg., ASCE, 128(5): 586-594.
10. Chai, Y. H., and Hutchinson, T. C. (2002), "Flexural Strength and Ductility of Extended Pile-Shafts II: Experimental Study." J. Struct. Engrg., ASCE, 128(5): 595-602.
11. Chen, Y. J., and Kulhawy, F. H. (1994), "Case History Evaluation of Behavior of Drilled Shafts Under Axial and Lateral Loading", Report TR-104601, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
12. Cheney, R. S., and Chassie, R. G. (1993), "Soils and Foundations Workshop Manuals", FHWA HI-88-009, Federal Highway Administration, Washington D. C., 399.

13. Cox, W.R., Reese, L.C., and Grubbs B.R., "Field Testing of Laterally-Loaded Piles in Sand," Proceedings, Offshore Technology Conference, Paper No. 2079, Houston, Texas, 1974.
14. Das, B.M. (1995), "Principles of Foundation Engineering", PWS Publishing Company, Boston, Massachusetts.
15. Duncan, J. M., Evans, L. T., and Ooi, P. S.(1994), "Lateral Load Analysis of Single Piles and Drilled Shafts", *ASCE*, 120(6), 1018-1033.
16. Elson, W.K., (1984), "Design of laterally-loaded piles", CIRIA Rep. No. 103, Construction Industry Research and Information Association, London, 86.
17. Hassan, K. M., O'Neill, M. W., Sheikh, S. A., and Ealy, C. D. (1997), "Design Method for Drilled Shafts in Soft Argillaceous Rock." *J. Geotech. And Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 123(3): 272-280.
18. Iskander, M., Roy, D., Kelley, S., and Ealy, C. (2003), "Drilled Shaft Defects Detection, and Effects on Capacity in Varved clay", *J. Geotech. And Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 129(12): 1128-1137.
19. Jeremic, B., Kunnath, S., Xiong, F., (2003), "Influence of Soil-Foundation-Structure Interaction on Seismic Response of the I-880 viaduct", *Engineering Structures* 26 (3): 391-402.
20. Jeremic, B., Kunnath, S., and Xiong, F., (2003), "Influence of Soil-Foundation-Structure Interaction on Seismic Response of the I-880 Viaduct", *Engineering Structures*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California.
21. Kappos, A. J., and Sextos, A. G. (2001), "Effect of Foundation Type and Compliance on Seismic Response of RC Bridges." *J. Bridge Engrg.*, ASCE, 6(2): 120-130.
22. Kawashima, K., O-okayama, Meguro-ku. (1995), "Impact of the Hanshin/Awaji, Japan, Earthquake on Seismic Design and Seismic Strengthening of Highway Bridges", National Seismic Conference on Bridges and Highways, Federal Highway Administration and Caltrans, San Diego, California.
23. Lam, I. P. and Martin, G. R. (1986), "Seismic Design of Highway Bridge Foundations", Vol. 2, Report No. FHWA/RD-86/102, Federal Highway Administration, McLean, Virginia.

24. Lam, I. P., Martin, G. R., and Imbsen, R. (1991), "Modeling Bridge Foundations for Seismic Design and Retrofitting", Transportation Research Record 1290.
25. Lieng, J. T. (1988), "Behavior of Laterally Loaded Piles in Sand-Large Scale Model Tests," Department of Civil Engineering, Norwegian Institute of Technology.
26. Long, J. H., and Reese L. C. (1983), "An Investigation of the Behavior of Vertical Piles in Cohesive Soils Subjected to Repetitive Lateral Loads", Department of the Army, Vicksburg, Mississippi.
27. Lin, S. S. (1997). "Use of Filamented Beam Elements for Bored Pile Analysis", Journal of Structural Engineering, ASCE, 123(3), 1236-1244.
28. Mast R., Marsh L., Spry C., Johnson S., Griebenow R., Guarre J., Wilson W., (1996), "Seismic Bridge Design Applications-Part One", FHWA-SA-97-017, Federal Highway Administration.
29. Mast R., Marsh L., Spry C., Johnson S., Griebenow R., Guarre J., Wilson W., 1996. "Seismic Bridge Design Applications-Part Two", FHWA-SA-97-018, Federal Highway Administration.
30. Matlock, H. (1970), "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", 2nd Offshore Technology Conference, Houston, Vol. 1, pp.579-594.
31. McManus, K. J., and Alabaster, D. (2004), "Constant Force Shaking of a Group of Four Drilled Shafts." J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE, (2): 123-128.
32. Mylonakis, G., Papastamatiou, D., Psycharis, J., and Mahmoud, K. (2001). "Simplified Modeling of Bridge Response on Soft Soil to Nonuniform Seismic Excitation", Journal of Bridge Engineering, ASCE, 6(6), 587-597.
33. Ng, C. W. W., Zhang, L., and Nip, D. C. N. (2001). "Response of Laterally Loaded Large-Diameter Bored Pile Groups", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(8), 658-669.
34. Nur, Y., Scott, E., and Chun, S.C. (2000), "Effect of Bearing Pads on Precast Trestressed Concrete Bridges", Journal of Bridge Engineering, ASCE, 5(3), 224-232.
35. O'Neill, M. W., and Murchison, J. M. (1983), "An Evaluation of p-y

Relationships in Sands”, API, PRAC 82-41-1, The University of Houston-University Park, Houston, Texas.

36. O’Neill M.W. y Reese L.C. (1999), “Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods.” Publication No. FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration.
37. Parker, F., Jr., and Reese, L. C. 1971. “Lateral Pile-Soil Interaction Curves for Sand.” Proceedings, The International Symposium on the, Engineering Properties of Sea- Floor Soils and their Geophysical Identification, The University of Washington, Seattle.
38. PoLam, I., Kapuskar M., and Chaudhuri, D. 1998. “Modeling of Pile Footings and Drilled Shafts for Seismic Design.” Technical Report MCEER-98-0018, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Earth Mechanics, Inc. Fountain Valley, California.
39. Poulos, H. G. and Davis, E. H. 1980. “Pile Foundation Analysis and Design.” John Wiley and Sons, New York.
40. Prakash, S. (1962), “Behavior of Pile Groups Subjected to Lateral Load”, Department of Civil Engineering, University of Illinois, 1962.
41. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell S. (1993), “DRAIN-2DX,” Report No. UCB/SEMM-93/17, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, November.
42. Reese, L. C. (1983), “Behavior of Piles and Pile Groups under Lateral Load” Federal Highway Administration, Washington, D.C.
43. Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. (1974), “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”, 6th Offshore Technology Conference, Houston, 2(1): 473-483.
44. Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. (1975), “Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay,” 7th Offshore Technology Conference, Houston, Texas.
45. Reese, L. C., and Matlock, H. (1960), “Numerical Analysis of Laterally Loaded Piles”, Proceedings, Second Structural Division Conference on Electronic Computation, ASCE, Pittsburgh, P. A.
46. Reese, L.C., and O’Neill, M.W. (1987), “Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods”, Report No. FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, McLean, Virginia, 1987.

47. Reese, L. C., Wang, S. T., and Vasquez, Luis. (2003), GROUP, version 6.0, “Analysis of a Group of Piles Subjected to Axial and Lateral Loading, Technical Manual”, Ensoft, Inc. Austin, Texas
48. San-Shyan, L. (1997), “Use of Filamented Beam Elements for Bored Pile Analysis.” J. Struct. Engrg., ASCE, 123(9): 1236-1244.
49. Sarhan, H A., O’Neill, M. W., and Hassan, K. M. (2002), “Flexural Performance of Drilled Shafts with Minor Flaws in Stiff Clay.” J. Geotech. And Geoenvir. Engrg., ASCE, 128(12): 974-985.
50. Schmidt, H. G. (1981), “Group Action of Laterally Loaded Bored Piles”, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981, pp. 833-837.
51. Schmidt, H. G. (1985), “Horizontal Load Tests on Files of Large Diameter Bored Piles”, Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco 1985, pp. 1569-1573.
52. Terzaghi, K. (1955), “Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction”, Geotechnique, 5(4): 297-326.
53. Timoshenko, S. P., and Gere, J. M., “Theory of Elastic Stability”, McGraw Hill, 2nd Edition, 1961.
54. UBC (1997), “Design Guide for the 1997 Uniform Building Code”, by Conrad R. T. and Winkel S.R.. John Wiley & Sons, Inc.. New York, N.Y.
55. Virella, J. C. 2000. “Efecto de la No-linealidad del Suelo de Fundación en el Comportamiento Sísmico de los Puentes”, Tesis de Maestria de Ingenieria, Departamento de Ingenieria Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez.
56. Wang, S.T. (1986), “Analysis of Drilled Shafts Employed in Herat-Retaining Structures”, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin
57. Wang S.T. y Reese L., 1993. COM 624P, version 2.0. “Laterally Loaded Pile Analysis, Users Manual”, Federal Highway Geotechnical Engineering Software. Manual Publication Number: FHWA-SA-91-048.
58. Wendichansky, D. A.; Chen, S. S., and Premus, G. J. (1998), “Experimental Investigation of Dynamic Response of Two-Bridges before and after

retrofitting with elastomeric bearings”, Technical Report MCEER-98-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.

59. W.W. Ng, C., Zhang, L., and C.N. Nip, D. (2001), “Response of Laterally Loaded Large-Diameter Bored Pile Groups.” *J. Geotech. And Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 127(8): 658-669.

**APENDICE A: INVESTIGACION GEOTECNICA Y EXPLORACION DEL
SUBSUELO DEL PUENTE INSTRUMENTADO (SOIL TECH)**

SOIL TECH

GEOTECHNICAL INVESTIGATION
JOB NO. 88302

Subsoil Exploration PR-22,
Station 257 + 00 to 291 + 00,
Vega Alta and Vega Baja
(AC Code No. 220921)

DENNIS W. HERNANDEZ & ASSOCIATES



13

SOIL TECH

April 5, 1990

GEOTECHNICAL INVESTIGATION

JOB NO. 88302

Dennis W. Hernández & Associates
Cond. Centro de Altamira - Ofic. 210
Perseo #501 - Altamira
Guaynabo, Puerto Rico 00920

Attn: Engr. Dennis W. Hernández

Re: Subsoil Exploration PR-22, Station 257 + 00 to 291 + 00, Vega Alta and Vega Baja, Puerto Rico (AC Code # 220021)

1.0 INTRODUCTION:

This report contains the results of our Geotechnical Investigation conducted between Stations 257 + 00 and 291 + 00 of the proposed PR-22 Highway, Vega Alta and Vega Baja, Puerto Rico. The Puerto Rico Highway Authority Code number for this section is AC Code Number 220021. This segment is part of the total section (217 + 00 through 317 + 34.661) being designed by the office of Dennis W. Hernández and Associates for the Puerto Rico Highway Authority (PRHA).

The objective of the investigation was to study the subsoil conditions along the proposed route and present recommendations for the design and construction of the project.

To fulfill the above objectives, the following tasks were completed:

- o Field Reconnaissance

SOIL TECH

Dennis W. Hernández & Assoc. -2-

April 5, 1990

- o Evaluation of available geologic and soil boring data
- o Interpretation of aerial photographs along the route to study overall stability.
- o Drilling of soil borings at selected locations to determine subsurface conditions and secure samples of foundation materials.
- o Soil testing to determine physical and engineering properties of foundation materials.
- o The performance of shallow seismic refraction survey to determine rippability characteristics of the in-situ limestone.
- o Engineering analyses of the above data to prepare design and construction criteria.

The project was performed following our original proposal PE-88103, dated August 17, 1988. Additional proposals were submitted to include field investigation, necessary for the completion of the study and not contemplated in our original proposal. A copy of all proposals is included in Appendix No. 1. Subsoil investigation and laboratory analyses were conducted by SOIL TECH CORPORATION, under the supervision of this consultant.

During the performance of the field work, progress reports were submitted with advanced design recommendations.

SOIL TECH

Dennis W. Hernández & Assoc. -3-

April 5, 1990

2.0 PROJECT DESCRIPTION:

The site is located in the Municipalities of Vega Alta and Vega Baja, Puerto Rico, mostly South of existing State Road PR-2. Figure No. 1 "Project Location", shows the proposed route section in a topographical map of the U.S. Geological Survey, (scale 1:20,000) corresponding to the Vega Alta and Vega Baja Quadrangle.

The proposed section begins at Station 257 + 00, South of State Road No. 2, where it connects with a previous highway segment AC Code # 220005. This section ends at Station 291 + 00, where it connects to next highway section AC Code No. 220022. Total length of this section is 3.4 kilometers, with four (4) main overpass structures. Table No. 1 presents the location and description of the overpass structures.

Topography along the route is irregular, with elevations varying from 10 to 81 meters above Mean Sea Level. Cuts range from 0 to over 30 meters and fills from 0 to 17.0 meters. Table No. 2 lists the approximate location and thickness of the cuts and fills along the proposed highway section.

3.0 FIELD INVESTIGATION:

The field investigation, along this section, consisted of 54 borings and 24 shallow seismic sections. Borehole depths range from 40 to 121.0 feet measured from existing grade. Table No. 3 presents the borehole number, station, and drilled depth of each

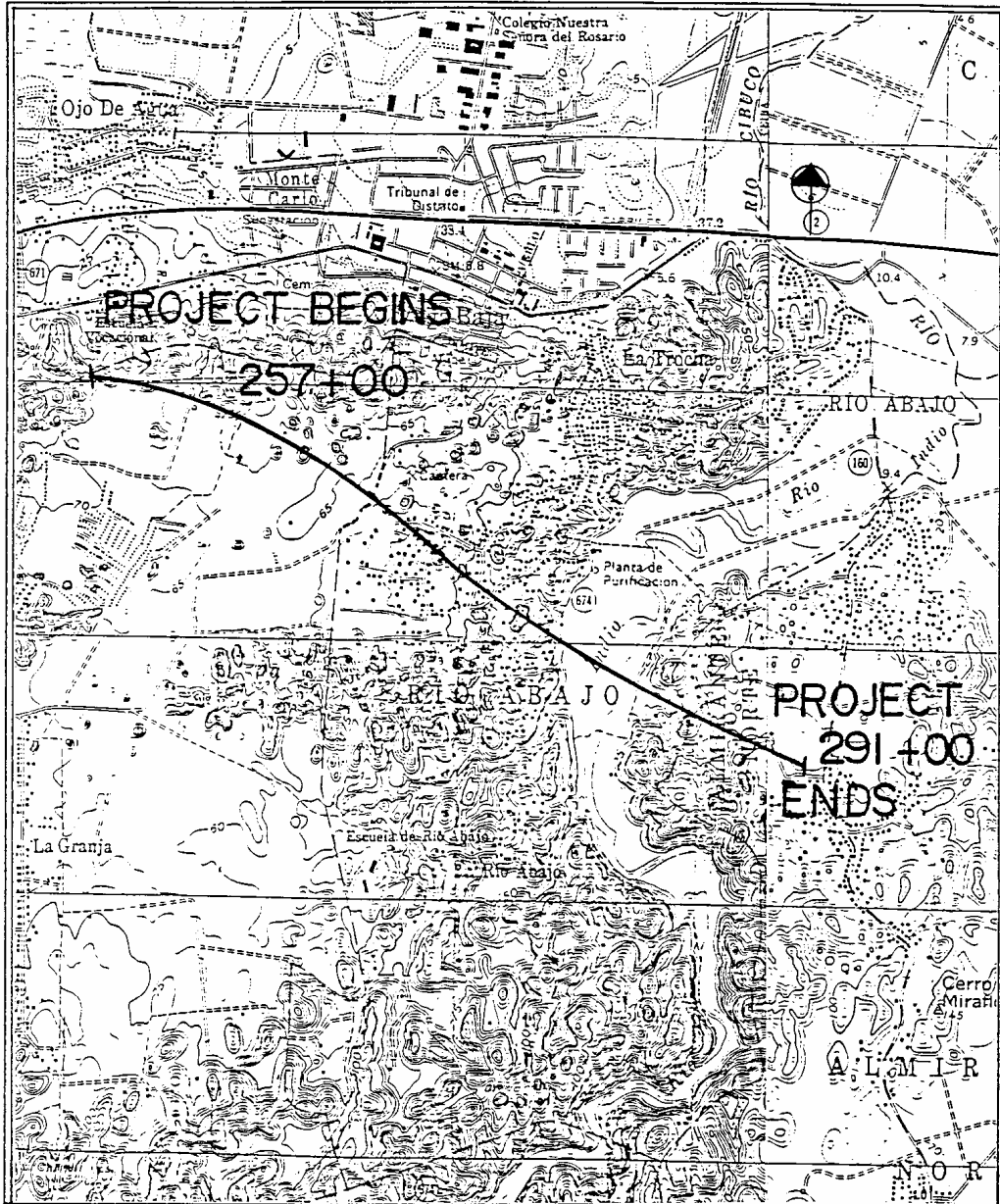


FIGURE NO. 1
SITE LOCATION MAP

SOIL TECH
SCALE 1:20,000

SOIL TECH

Dennis W. Hernández & Assoc. -4-

April 5, 1990

borehole drilled. A total aggregate of 4,603.65 lineal feet of borehole were drilled along this section.

Borings were performed using rotary drilling with hollow stem augers. Drilling was performed following ASTM Procedure D-1452-80 "Standard Practice for Soil Investigation and Sampling by Auger Borings". Samples from these borings were obtained every five (5) feet of drilling, except in the upper six (6) feet or at any noticeable soil change, where continuous samples were taken. These soil samples were obtained using the "Standard Penetration Test" (SPT), as specified in ASTM D-1586. Penetration resistance from the Standard Penetration test were recorded on the boring logs. Wherever hard rock was found within the expected cut depth, rock coring using diamond bits was conducted.

All soil samples were removed from the samplers in the field and visually classified by the driller. Representative portions of each sample were sealed in glass jars and sent to our laboratory for detailed analyses. Rock cores were stored in wooden boxes according to core runs for lithologic characterization.

Measurement of depth to water table was attempted in open borings after completion of drilling. These observations were recorded on individual boring logs.

For additional information on field and laboratory procedures used in the field investigation, refer to Appendix (2).

SOIL TECH

Dennis W. Hernández & Assoc. -5-

April 5, 1990

Seismic section lengths vary from 60 to 160 feet. The objective of performing shallow seismic refraction sections was to confirm existing subsoil information and to provide additional data on the hardness of the rock and its rippability potential. Table No. 4 presents seismic section number, length, and station. A total of 2,890 lineal feet of seismic survey were conducted along this section.

4.0 GENERAL GEOLOGY:

The geology of the area was investigated by Mr. Watson H. Monroe and the results presented in a publication of the United State Geological Survey (USGS), dated 1971. The title of this publication is "GEOLOGIC MAP OF THE MANATI QUADRANGLE" and is referred to as Map I-671.

After reviewing the map, it was found that the proposed highway section will be constructed over "Marine Terrace Deposits", "Blanket Deposits", and the "Aymamón Limestone". A description of the geologic units mentioned above is presented below.

Qts

"Marine terrace deposits, white to red, fine to medium sand, mostly quartz, but in a few places containing grains of shell fragments. Cemented into beach rock at an altitude of about 4 m at several places near Punta Chivato and at places (marked by crosses) near Laguna Tortuguero and east of Puerto Nuevo. Includes some sand blown inland from the coastal beaches and dunes. Some of the sand included in this category may have been

lowered by solution of the underlying limestone and may be properly classified with the blanket deposits. 0-10(?) m thick.

Qss

Silica sand, very pure quartz sand derived by leaching from the marine terrace deposits and the blanket deposits. The composition is generally more than 99 percent silica (Meyerhoff and Frazier, 1945), but locally the deposits contain some organic matter. Most deposits grade downward into ferruginous sand mapped as marine terrace deposit or blanket deposit. The surface is characterized by low dunes and shallow deflation hollows. Thickness ranges from 1 to 4 m.

QTbs

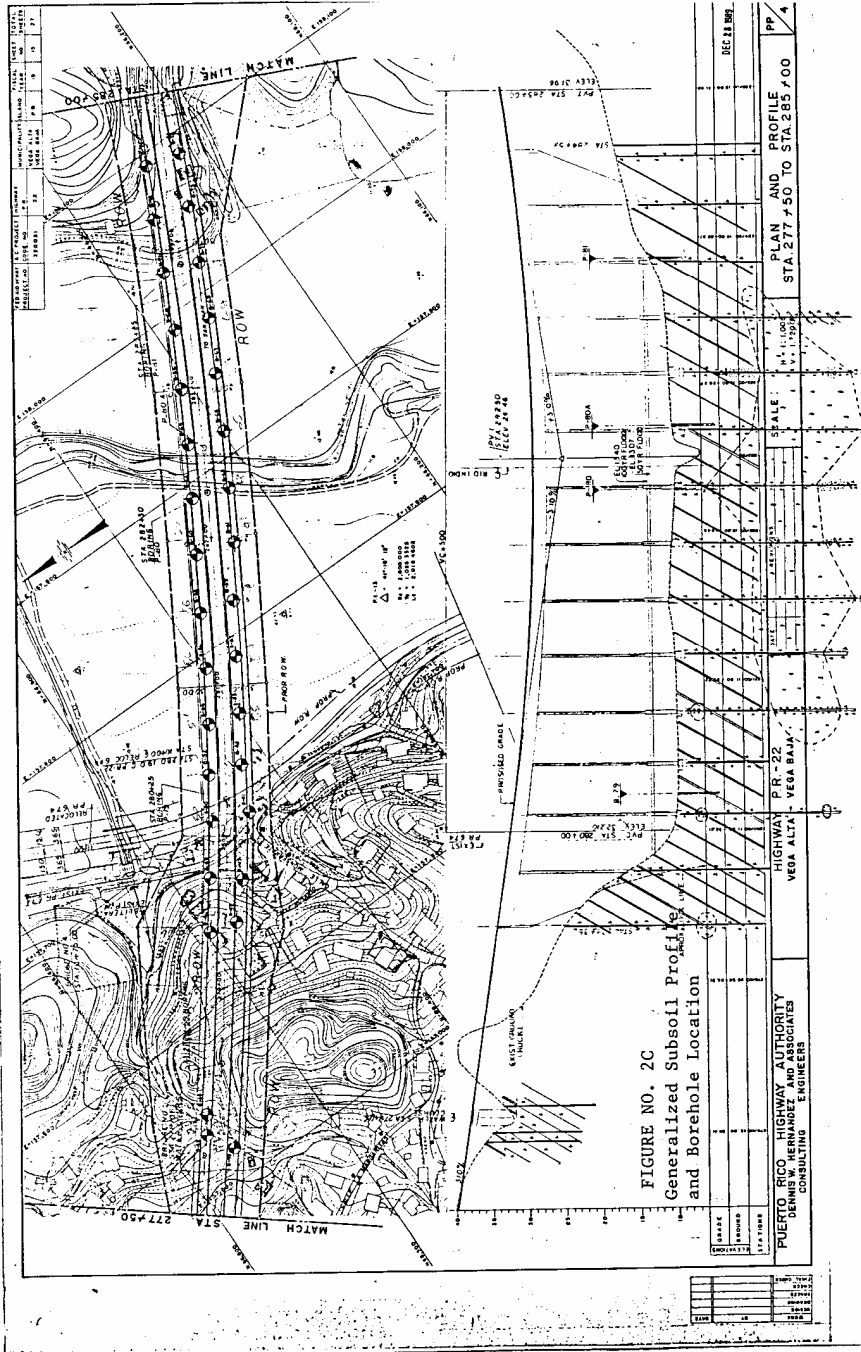
Blanket deposits, sand, clayey, ferruginous, fine to medium sand found between ridges of limestone; a surficial sand that has been lowered by solution of underlying limestone (Briggs, 1966). 0-30(?) m thick.

QTbc

Blanket deposits, clay, sandy clay found between limestone ridges and believed to have been lowered by solution of the underlying limestone (Briggs, 1966). 0-30(?) m thick.

Tay

Aymamón Limestone, white to very pale orange, locally pale yellow and grayish pink, massive to thick-bedded very pure fossiliferous limestone generally indurated by secondary cementation into finely crystalline rather dense limestone (Monroe, 1966), locally a rubble of recemented solution breccia. Near coast surface of limestone has been locally dolomitized (xd). Commonly solution riddled and indurated on surface into hard limestone having abundant sharp spires as much as 30 cm high. Rests with sharp contact on underlying Aguada Limestone. 190-200 m thick".



Bor. No.	PROJECT		START DATE		FINISH DATE	
55	PR #22 - (DWH) Vega Baja, P.R.		2-28-89		2-28-89	
DEPTH FT.	SYMBOL	VISUAL-MANUAL SOIL DESCRIPTION	N BPF	Q _u TSF	PEN TSF	W (%)
		Silty clay, trace sand, medium brown to dark brown.	4		3.2	25.9
5		Silty clay, trace sand, few shell fragments, medium, yellowish brown.	8		2.0	32.1
10		Silty clay, slightly organic, trace sand, stiff, dark brown.	9	2.7		38.9
15		Silty clay, trace sand, medium to soft, brownish yellow.	7	1.8		36.0
20			5		0.6	30.2
25						
COMMENTS:						
GROUND ELEVATION		HAMMER WEIGHT	SAMPLER SIZE		JOB NO.	
Not provided		140 lbs.	1-3/8" ID x 2" O.D. x 2' L split spoon		88302	
WATER LEVEL		SOIL-TECH			FOREMAN	
19'-0"					O. García	

Bor. No.	PROJECT		START DATE		FINISH DATE	
55	PR #22 - (DWH) Vega Baja, P.R.		2-28-89		3-2-89	
DEPTH FT.	SYMBOL	VISUAL-MANUAL SOIL DESCRIPTION	N BPF	Q _u TSF	PEN TSF	W (%)
30			4		0.7	38.7
35		Sandy silt, soft, brown and reddish yellow.	2		0.5	34.4
40		Silty clay, trace sand, very soft to soft, yellowish brown to grayish brown.	4			30.3
45			3	2.5		38.1
50			2			36.1
COMMENTS:						
GROUND ELEVATION		HAMMER WEIGHT	SAMPLER SIZE		JOB NO.	
Not provided		140 lbs.	1-3/8" ID x 2" O.D. x 2' L split spoon		88302	
WATER LEVEL		SOIL-TECH			FOREMAN	
19'-0"					O. García	

Bor. No. 55	PROJECT PR #22 - (DWH) Vega Baja, P.R.		START DATE 2-28-89	FINISH DATE 3-2-89		
DEPTH FT.	SYMBOL	VISUAL-MANUAL SOIL DESCRIPTION	N BPF	Q _u TSF	PEN TSF	W (%)
		SAME AS ABOVE	W/H			34.0
55		Silty clay, slightly organic, trace sand, medium, greenish gray to gray.	7		0.5	28.6
60			11		3.2	37.0
65			25	3.7		29.5
70		Sandy clay, very stiff, reddish brown.	17			22.7
75						
COMMENTS:						
GROUND ELEVATION Not provided		HAMMER WEIGHT 140 lbs.	SAMPLER SIZE 1-3/8" I.D. x 2" O.D. x 2' L split spoon		JOB NO. 88302	
WATER LEVEL 19'-0"		SOIL-TECH			FOREMAN O. García	
					3 5	

APENDICE B: CAPACIDAD AXIAL DE LOS FUSTES BARRENADOS

CAPACIDAD AXIAL DE LOS FUSTES BARRENADOS

Del Manual FHWA Volume II p.244-245

Publication No. FHWA-IF-99-025

Nominal Ultimate Resistance R_{TN} of the drilled shaft in compression

$$R_{TN} = \pi B \sum \Delta z_i f_{\max i} + (\pi B^2/4) q_{\max} = \sum R_{SNi} + R_{BN}$$

Nominal Ultimate Resistance R_{TN} of the drilled shaft in tension

$$R_{TN} = \pi B \sum \Delta z_i f_{\max i} + W' = \sum R_{SNi} + W'$$

Side Resistance R_{SN}

$$f_{\max} = \alpha S_{uz}$$

α = shear strength reduction factor, based primarily on experimental results from full-sized load tests

S_{uz} = undrained shear strength of the soil at depth z .

if $.7m \leq B \leq 1.83m$, $L \geq 7m$ and $S_u \geq 50$ Kpa (for Chen, Kulhawy, Davidson, Reese and O'Neill)

$\alpha = .55$ for $S_u/p_a \leq 1.5$ for compression only

$\alpha = .55 - 0.1 (S_u/p_a - 1.5)$ for $1.5 \leq S_u/p_a \leq 2.5$ for compression and uplift

for all cases (Chen and Kulhawy)

$\alpha = .29 + 0.19 S_u/p_a$ for compression only

$\alpha = .31 + 0.17 S_u/p_a$ for uplift loading

p_a = atmospheric pressure

γ concrete = 23.57 KN/m³

$p_a = 101.325$ Kpa

Base Resistance, R_{BN}

$$q_{\max} = S_u N_c^*$$

q_{\max} = net unit base resistance

S_u = average undrained shear strength of the soil between N_c^*

the base and 2 base diameters beneath the base

N_c^* = bearing capacity factor,

$N_c^* = 9$ if base of drilled shaft is 2.5 base diameters beneath the surface and $S_u \geq 96$ Kpa

beneath the surface (consult Apx B for other conditions)

$N_c^* = 1.33(\ln Ir + 1)$ from Table B.1 we can obtain N_c^*

$$Ir = E_s / (3S_u)$$

$$q_{\max} = .667[1 + .1667(L/B)]N^*S_u$$

if Length/Diameter ≤ 3

Carga axial

d = 54 in			
Carga Axial (KN)			
columna	Pilastra 1	Pilastra 2	Pilastra 3
1	3069	2695	3034
2	3218	2838	3200
3	3174	2779	3141

d = 72 in			
Carga Axial (KN)			
columna	Pilastra 1	Pilastra 2	Pilastra 3
1	3403	3001	3337
2	3586	3193	3548
3	3497	3098	3448

Pérfil de suelo I

FS =	2.5						
Bi =	1.829	m	Li =	12.75	m		
Li =	12.75	m	Lii =	17.85	m		
Vi =	33.49866	m ³	Liii =	21.99	m		
Wi =	789.5635	KN	Liv =	26.84	m		
			Lv =	31.82	m		
Layer	Δz (m)	Su (Kpa)	Su/pa	α	fmax (kpa)	Rsn (KN)	
1	4.88	95.76	0.95	0.55	52.668	1022.8857	
2	3.05	47.88	0.47	0.55	26.334	461.509079	
3	1.52	95.76	0.95	0.55	52.668	459.995934	
4	3.3	215.46	2.13	0.49	105.006	887.545388	
5	0	263.34	2.60	0.45	118.503	0	
					$\Sigma R_{SN} =$	2831.9361	
	Base						
Nc	Su (avg)	qmax (Kpa)	R _{BN} (KN)				
9	263.34	2370.06	6226.968				
RTN compresion=		3623.56163	KN				
RTN tension=		3147.76149	KN				

Pérfil de suelo II

Bii =	1.829	m					
Lii =	17.85	m					
Vii =	33.49866	m ³					
Wii =	789.5635	KN					
Layer	Δz (m)	Su (Kpa)	Su/pa	α	fmax (kpa)	Rsn (KN)	
1	3.05	14.36	0.14	0.55	7.898	70.3416264	
2	4.57	119.7	1.18	0.55	65.835	1728.76761	
3	8.23	179.55	1.77	0.52	93.86837	4438.97481	
4	2	119.7	1.18	0.55	65.835	64.6869282	
					$\Sigma R_{SN} =$	6302.77097	KN

	Base		
Nc	Su (avg)	qmax (Kpa)	R _{BN} (KN)
9	119.7	1077.3	2830.44
RTN compresion=		3653.28439	KN
RTN tension=		2836.93379	KN

Pérfil de suelo III

Biii =	1.829	m					
Liii =	21.99	m					
Viii =	33.49866	m ³					
Wiii =	789.5635	KN					
Layer	Δz (m)	Su (Kpa)	Su/pa	α	fmax (kpa)	Rsn (KN)	
1	10.67	14.36	0.14	0.55	7.898	416.150138	
2	4.57	119.7	1.18	0.55	65.835	1728.76761	
3	6.75	179.55	1.77	0.52	93.86837	2654.21568	
4	0	119.7	1.18	0.55	65.835	0	
					ΣR_{SN} =	4799.13343	KN
	Base						
Nc	Su (avg)	qmax	R _{BN}				
9	179.55	1615.95	4245.66				
RTN compresion=		3617.91737	KN				
RTN tension=		2836.93379	KN				

Perfil de suelo IV

Biv =	1.829	m					
Liv =	26.84	m					
Viv =	33.49866	m ³					
Wiv =	789.5635	KN					
Layer	Δz (m)	Su (Kpa)	Su/pa	α	fmax (kpa)	Rsn (KN)	
1	1.52	0	0.00		0	0	
2	13.72	14.36	0.14	0.55	7.898	622.636848	
3	3.05	119.7	1.18	0.55	65.835	1153.7727	
4	3.05	179.55	1.77	0.52	93.86837	1645.06357	
5	5.5	119.7	1.18	0.55	65.835	1388.68838	
					$\Sigma R_{SN} =$	4810.1615	KN
	Base						
Nc	Su (avg)	qmax	R _{BN}				
9	179.55	1615.95	4245.66				
RTN compresion=		3622.32859	KN				
RTN tension=		2239.89	KN				

Pérfil de suelo V

Bv =	1.829	m			R_{TN} compresion=		3622.32859	KN
Lv =	31.82	m			R_{TN} tension=		2239.89	KN
Vv =	33.49866	m ³						
Wv =	789.5635	KN						
Layer	Δz (m)	Su (Kpa)	Su/pa	α	fmax (kpa)	Rsn (KN)		
1	13.72	14.36	0.14	0.55	7.898	554.564306		
2	3.05	119.7	1.18	0.55	65.835	1153.7727		
3	3.05	179.55	1.77	0.52	93.86837	658.564792		
4	12	119.7	1.18	0.55	65.835	3847.54823		
					$\Sigma R_{SN} =$	6214.45002	KN	
	Base							
Nc	Su (avg)	qmax	R _{BN}					
9	119.7	1077.3	2830.44					
RTN compresion=		3617.95601	KN					
RTN tension=		2801.60541	KN					

Longitud de los fustes barrenados

	Longitud (m)	
suelo	d = 1.372 m	d = 1.829 m
i	17.97	12.75
ii	24.35	17.85
iii	28.22	21.99
iv	34.34	26.84
v	37.82	31.82

**APENDICE C: PROPIEDADES DE LOS CINCO PERFILES DE SUELO,
GEOMETRIA DE LOS FUSTES BARRENADOS Y CURVAS P-Y (GROUP 6.0)**

PROPIEDADES DE LOS CINCO PERFILES DE SUELO (GROUP 6.0)

Perfil de suelo I

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K-Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Stiff Clay with Free Water	11.77	16.65	136000
2	Stiff Clay with Free Water	16.65	19.7	27150.001
3	Stiff Clay with Free Water	19.7	21.22	136000
4	Stiff Clay with Free Water	21.22	25.49	543000
5	Stiff Clay with Free Water	25.49	44.999999	543000

Soil Weight

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	11.77	20.44
2	44.999999	20.44

Please always enter soil parameters at the top and the bottom of each layer. The program will linearly interpret the data for depths between the top and bottom of each layer.

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%) only for weak rock
1	11.77	95.760003	0	0.007	52.67	0	0
2	16.65	95.760003	0	0.007	52.67	0	0
3	16.65	47.88	0	0.01	26.33	0	0
4	19.7	47.88	0	0.01	26.33	0	0
5	19.7	95.760003	0	0.007	52.67	0	0
6	21.22	95.760003	0	0.007	52.67	0	0
7	21.22	215.46	0	0.005	105	0	0
8	25.49	215.46	0	0.005	105	0	0
9	25.49	263.35	0	0.004	115.9	0	0
10	44.999999	263.35	0	0.004	115.9	0	0

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Pérfil de suelo II

Group 6.0 - Pilastratransvsuelotipoll

File Data Edit Options Computation View Show Window Help

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Submerged Soft Clay	11.77	14.82	8140
2	Stiff Clay with Free Water	14.82	19.39	271000
3	Stiff Clay with Free Water	19.39	27.619999	271000
4	Stiff Clay with Free Water	27.619999	57.46	271000

Add Row Insert Row Delete Row

Soil Weight

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	11.77	16.04
2	14.82	16.04
3	14.82	20.44
4	57.46	20.44

Add Row Insert Row Delete Row

Please always enter soil parameters at the top and the bottom of each layer. The program will linearly interpret the data for depths between the top and bottom of each layer.

start APE... Test... pilot... Mic... Cap... Grou... 5:34 AM

Group 6.0 - Pilastratransvsuelotipoll

File Data Edit Options Computation View Window Help

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	FGD(%) only for weak rock
1	11.77	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
2	14.82	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
3	14.82	119.7	0	0.005	65.84	0	0
4	19.39	119.7	0	0.005	65.84	0	0
5	19.39	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
6	27.619999	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
7	27.619999	119.7	0	0.005	65.84	0	0
8	57.46	119.7	0	0.005	65.84	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

start APENDI... Test Sa... Microso... Capitulo... Group 6.0 5:34 AM

Pérfil de suelo III

Group 6.0 - PilastratransvsuelotipIII

File Data Edit Options Computation View Show Window Help

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Submerged Soft Clay	11.77	22.44	8140
2	Stiff Clay with Free Water	22.44	27.01	271000
3	Stiff Clay with Free Water	27.01	35.239999	271000
4	Stiff Clay with Free Water	35.239999	57.469999	271000

Soil Weight

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	11.77	16.04
2	22.44	16.04
3	22.44	20.44
4	57.469999	20.44

Add Row Insert Row Delete Row

Please always enter soil parameters at the top and the bottom of each layer. The program will linearly interpret the data for depths between the top and bottom of each layer.

start APENDI... Tesis Sa... Microso... Capitulo... Group 6.0 5:35 AM

Group 6.0 - PilastratransvsuelotipIII

File Data Edit Options Computation View Window Help

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%)
1	11.77	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
2	22.44	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
3	22.44	119.7	0	0.005	65.84	0	0
4	27.01	119.7	0	0.005	65.84	0	0
5	27.01	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
6	35.239999	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
7	35.239999	119.7	0	0.005	65.84	0	0
8	57.469999	119.7	0	0.005	65.84	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

start APENDI... Tesis Sa... Microso... Capitulo... Group 6.0 5:36 AM

Pérfil de suelo IV

Group 6.0 - PilastralongsuelotipoIV

File Data Edit Options Computation View Show Window Help

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Sand	11.77	13.29	16300
2	Submerged Soft Clay	13.29	27.01	8140
3	Stiff Clay with Free Water	27.01	30.06	271000
4	Stiff Clay with Free Water	30.06	33.110001	271000
5	Stiff Clay with Free Water	33.11000	57.469999	271000

Add Row Insert Row Delete Row

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	11.77	18.55
2	13.29	18.55
3	13.29	16.04
4	27.01	16.04
5	27.01	20.44
6	57.469999	20.44

Add Row Insert Row Delete Row

Please always enter soil parameters at the top and

Monday, May 15, 2006

start APENDI... Tesis Sa... Microso... Capitulo... Group 6.0 5:38 AM

Group 6.0 - PilastralongsuelotipoIV

File Data Edit Options Computation View Show Window Help

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%)
1	11.77	0	32	0	7.9700002	0	0
2	13.29	0	32	0	7.9700002	0	0
3	13.29	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
4	27.01	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
5	27.01	119.7	0	0.005	65.84	0	0
6	30.06	119.7	0	0.005	65.84	0	0
7	30.06	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
8	33.11	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
9	33.11	119.7	0	0.005	65.84	0	0
10	57.46999	119.7	0	0.005	65.84	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Monday, May 15, 2006

start APENDI... Tesis Sa... Microso... Capitulo... Group 6.0 5:39 AM

Pérfil de suelo V

Group 6.0 - PilastralongsuelotipoV

File Data Edit Options Computation View Show Window Help

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Submerged Soft Clay	11.77	25.49	8140
2	Stiff Clay with Free Water	25.49	28.540001	271000
3	Stiff Clay with Free Water	28.540000	31.59	271000
4	Stiff Clay with Free Water	31.59	44.999999	271000

Add Row Insert Row Delete Row

Soil Weight

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	11.77	16.04
2	25.49	16.04
3	25.49	20.44
4	44.999999	20.44

Add Row Insert Row Delete Row

Please always enter soil parameters at the top and the bottom of each layer. The program will linearly interpret the data for depths between the top and bottom of each layer.

start

APENDI... Tesis Sa... Microso... Capitulo... Group 6.0 5:40 AM

Group 6.0 - PilastralongsuelotipoV

File Data Edit Options Computation View Window Help

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%) only for weak rock
1	11.77	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
2	25.49	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
3	25.49	119.7	0	0.005	65.84	0	0
4	28.54	119.7	0	0.005	65.84	0	0
5	28.54	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
6	31.59	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
7	31.59	119.7	0	0.005	65.84	0	0
8	44.99999	119.7	0	0.005	65.84	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

start

APENDI... Tesis Sa... Microso... Capitulo... Group 6.0 5:41 AM

GEOMETRÍA DEL GRUPO DE FUSTES BARRENADOS

Fustes barrenados de 1.372 m de diámetro Dirección longitudinal

The screenshot shows the 'Group 6.0 - Pilastralongsuelotipol' software interface. It features several data tables and control panels:

- Pila Sub-Groups:**

Sub-Group	Pile-Head Connection	Number of Piles	Pile Prop. Type	Spring Constant (kN-m)
1	Fixed	2	1	0
2	Fixed	1	1	0
- Pila Sections 1:**

Section	Top (m)	Bottom (m)	Diameter (m)	Area (m ²)	Moment of Inertia (m ⁴)
1	0	42	1.3716	1.477416	0.121612
- Pila Head Coordinates (2-D):**

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates (m)	Batter Angle (from Pile Axis to X-Axis) Use "+" for Count-clockwise, (RADIAN)	Dist. from Pile Top to Ground Line (m)
1	0	0	0	11.77
2	0	0	0	11.77
- Pila Properties:**

Prop. Type	Sections	Increments	Total Length (m)	Young's Modulus (kN/m ²)
1	1: Pila Sections	100	42	21525562

Dirección transversal

The screenshot shows the 'Group 6.0 - Pilastratransvuelotipol' software interface. It features several data tables and control panels:

- Pila Sub-Groups:**

Sub-Group	Pile-Head Connection	Number of Piles	Pile Prop. Type	Spring Constant (kN-m)
1	Fixed	1	1	0
2	Fixed	1	1	0
3	Fixed	1	1	0
- Pila Sections 1:**

Section	Top (m)	Bottom (m)	Diameter (m)	Area (m ²)	Moment of Inertia (m ⁴)
1	0	42	1.3716	1.477416	0.121612
- Pila Head Coordinates (2-D):**

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates (m)	Batter Angle (from Pile Axis to X-Axis) Use "+" for Count-clockwise, (RADIAN)	Dist. from Pile Top to Ground Line (m)
1	0	-4.8000001	0	11.77
2	0	0	0	11.77
3	0	4.8000001	0	11.77
- Pila Properties:**

Prop. Type	Sections	Increments	Total Length (m)	Young's Modulus (kN/m ²)	Method of Installation
1	1: Pila Sections	100	42	21525562	Drilled Shafts (Bored Piles)

Fustes barrenados de 1.829 m de diámetro Dirección longitudinal

Group 6.0 - Pilastralonguelotipol

File Data Edit Options Computation View Window Help

Sub-Group	Pile-Head Connection	Number of Piles	Pile Prop. Type	Spring Constant (kN-m)
1	Fixed	2	1	0
2	Fixed	1	1	0

Section	Top (m)	Bottom (m)	Diameter (m)	Area (m ²)	Moment of Inertia (m ⁴)
1	0	42	1.8288	2.626446	0.38435517

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates (m)	Batter Angle (from Pile Axis to X-Axis) Use "+" for Count-clockwise, (RADIAN)	Dist. from Pile Top to Ground Line (m)
1	0	0	0	11.77
2	0	0	0	11.77

Prop. Type	Sections	Increments	Total Length (m)	Young's Modulus (kN/m ²)	Method of Installation
1	1: File Sections	100	42	21525562	Drilled Shafts (Bored Piles)

Monday, May 15, 2006 5:58 AM

Dirección transversal

Group 6.0 - Pilastratransvuelotipol

File Data Edit Options Computation View Window Help

Sub-Group	Pile-Head Connection	Number of Piles	Pile Prop. Type	Spring Constant (kN-m)
1	Fixed	1	1	0
2	Fixed	1	1	0
3	Fixed	1	1	0

Section	Top (m)	Bottom (m)	Diameter (m)	Area (m ²)	Moment of Inertia (m ⁴)
1	0	42	1.8288	2.627091	0.38435517

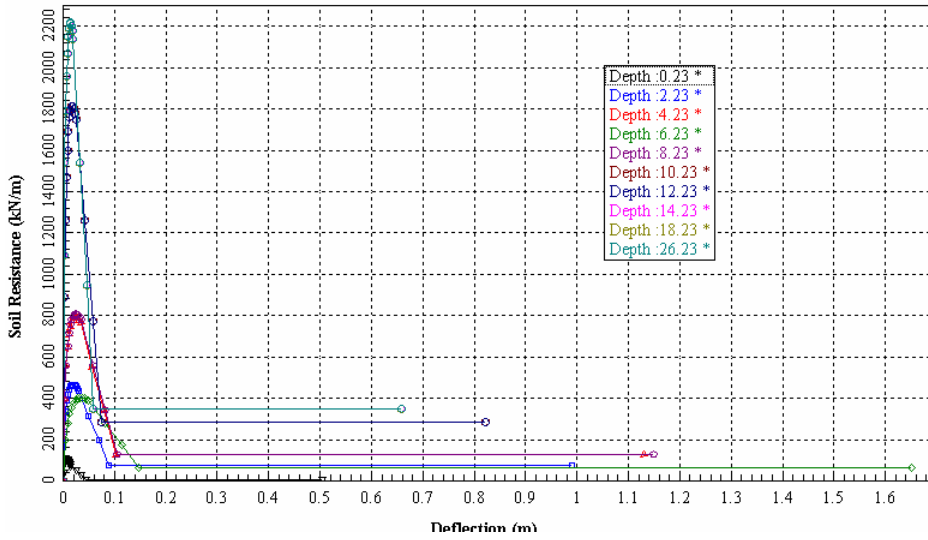
Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates (m)	Batter Angle (from Pile Axis to X-Axis) Use "+" for Count-clockwise, (RADIAN)	Dist. from Pile Top to Ground Line (m)
1	0	-4.8	0	11.77
2	0	0	0	11.77
3	0	4.8	0	11.77

Prop. Type	Sections	Increments	Total Length (m)	Young's Modulus (kN/m ²)	Method of Installation
1	1: File Sections	100	42	21525562	Drilled Shafts (Bored Piles)

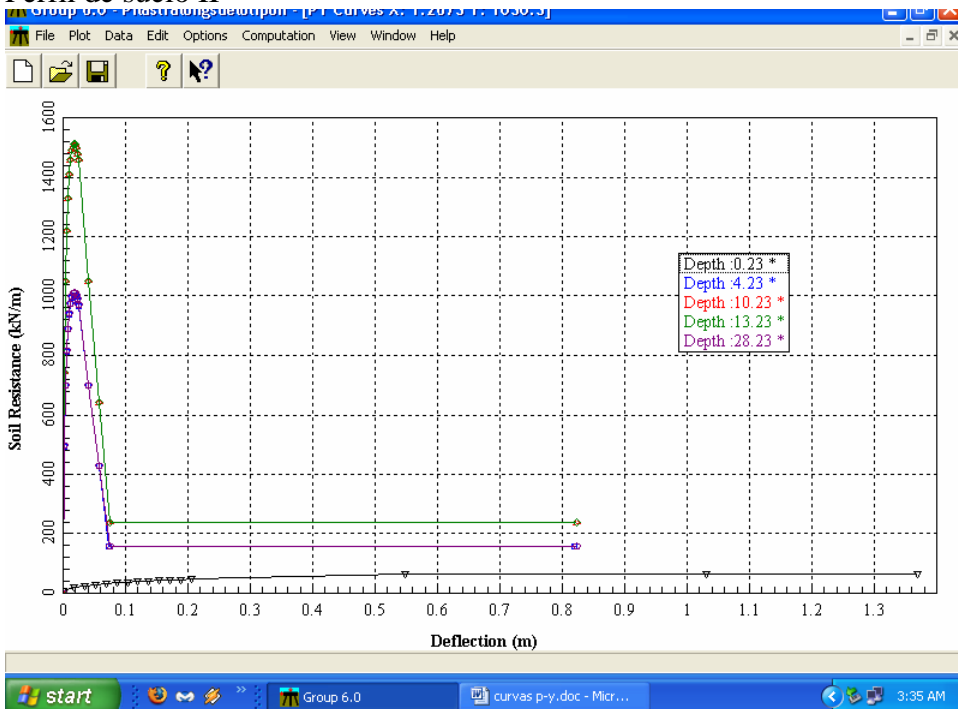
6:01 AM

CURVAS P-Y PARA LOS FUSTES BARRENADOS DE 1.372 M

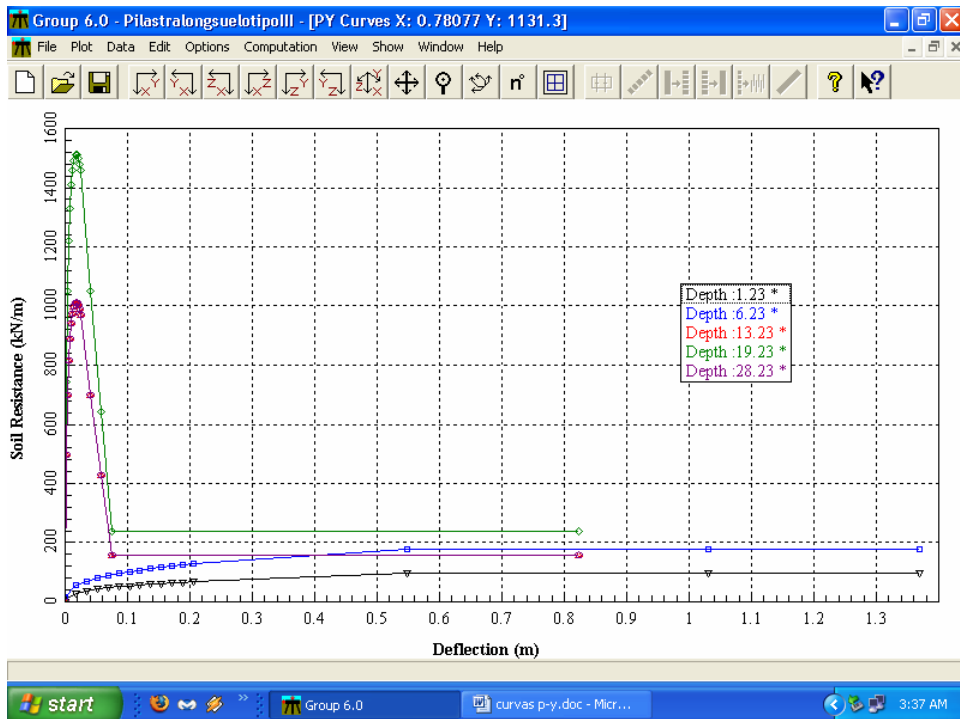
Pérfil de suelo I



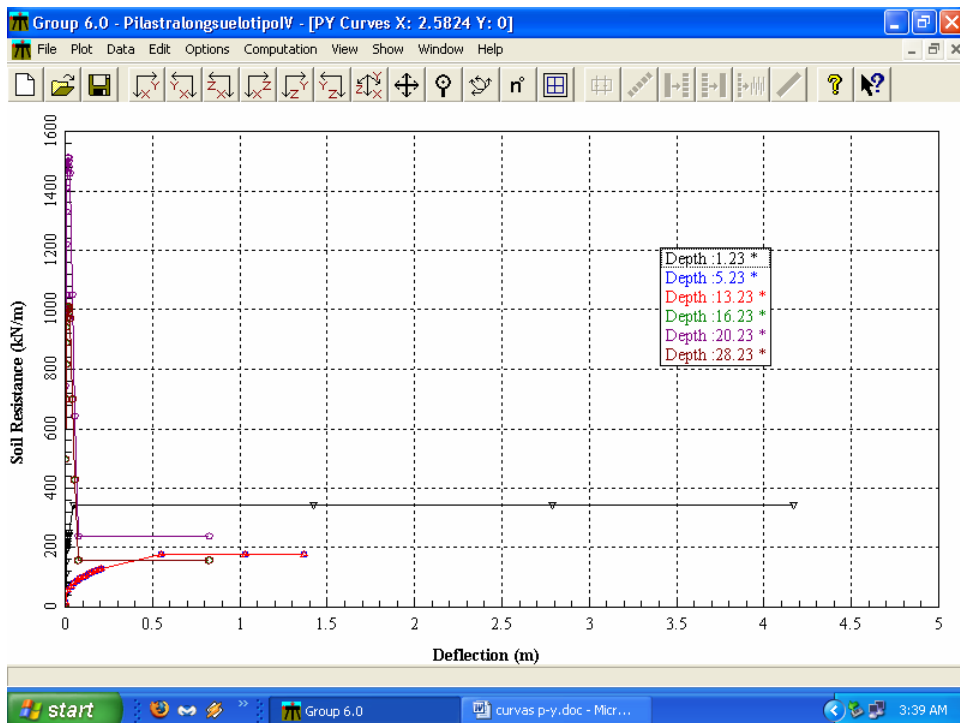
Pérfil de suelo II



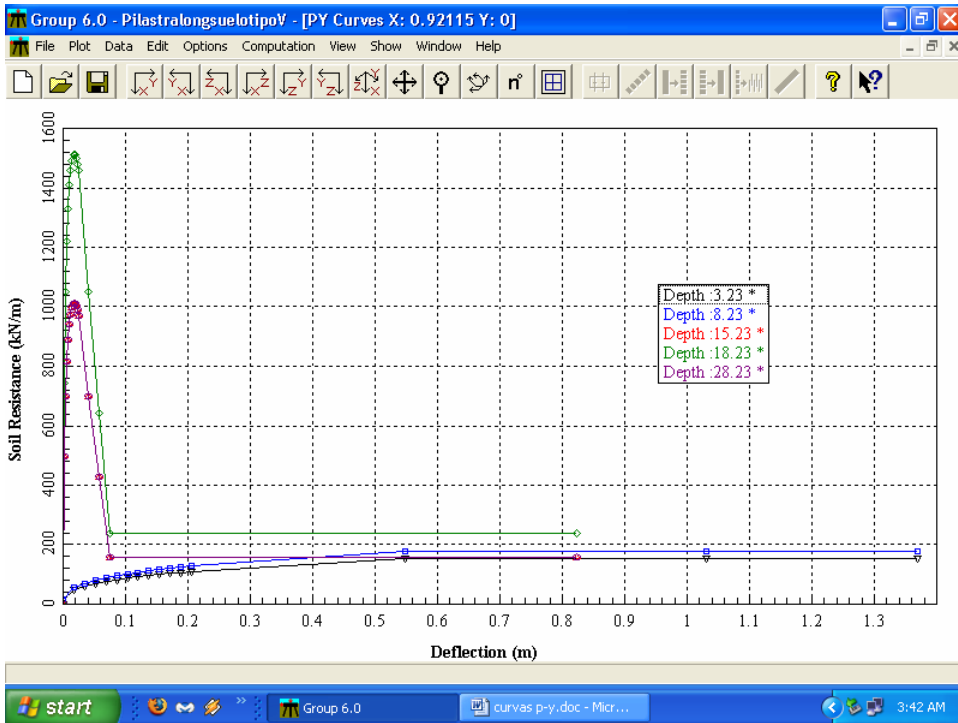
Pérfil de suelo III



Pérfil de suelo IV

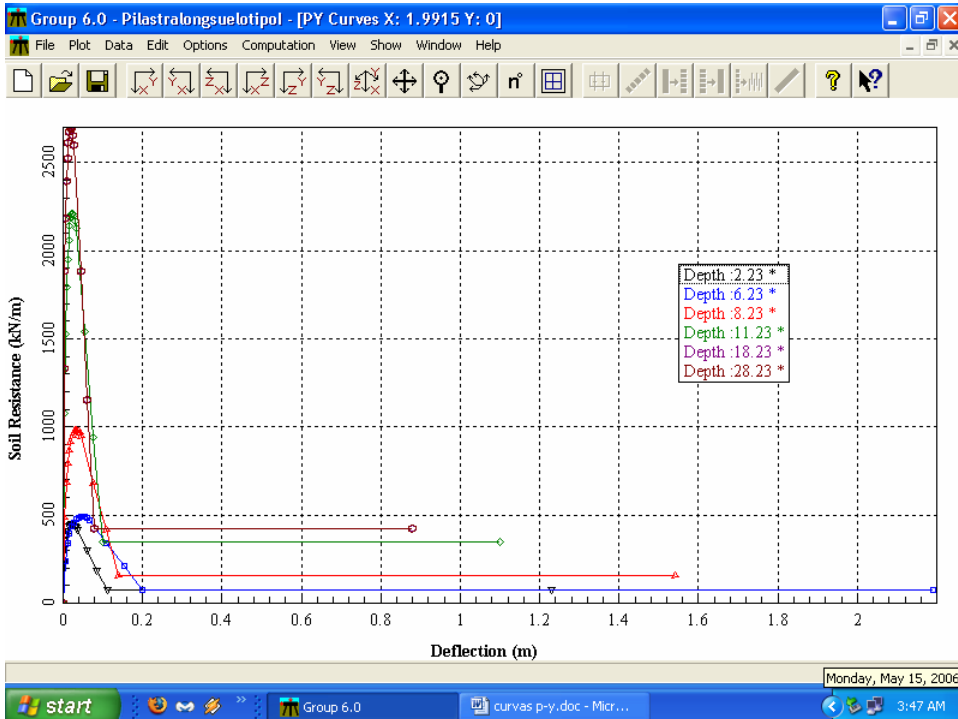


Pérfil de suelo V

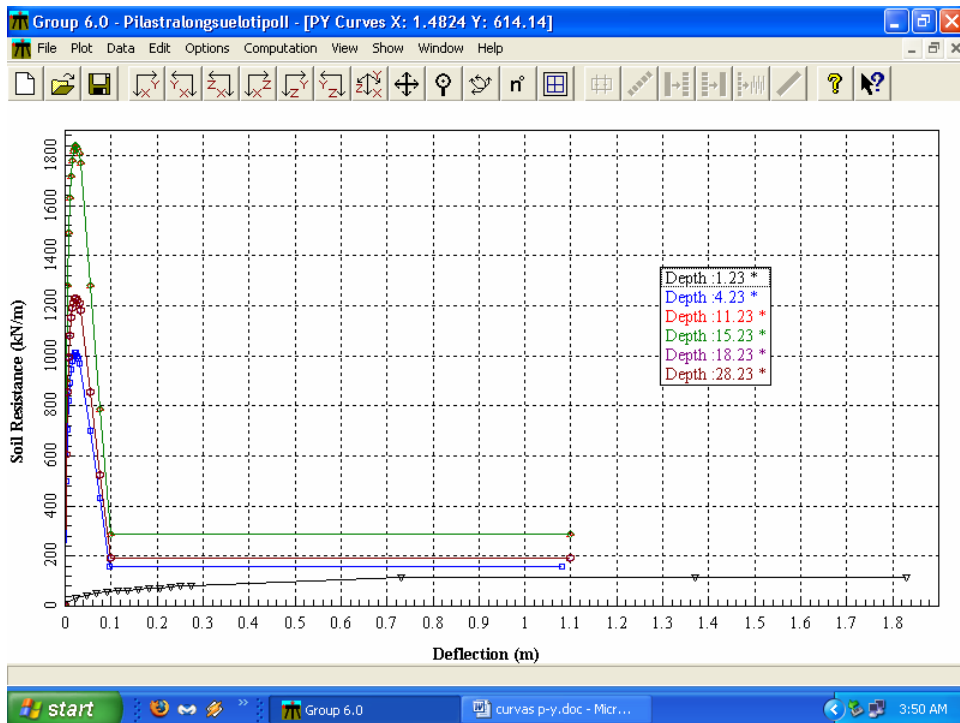


CURVAS P-Y PARA LOS FUSTES BARRENADOS DE 1.829 M

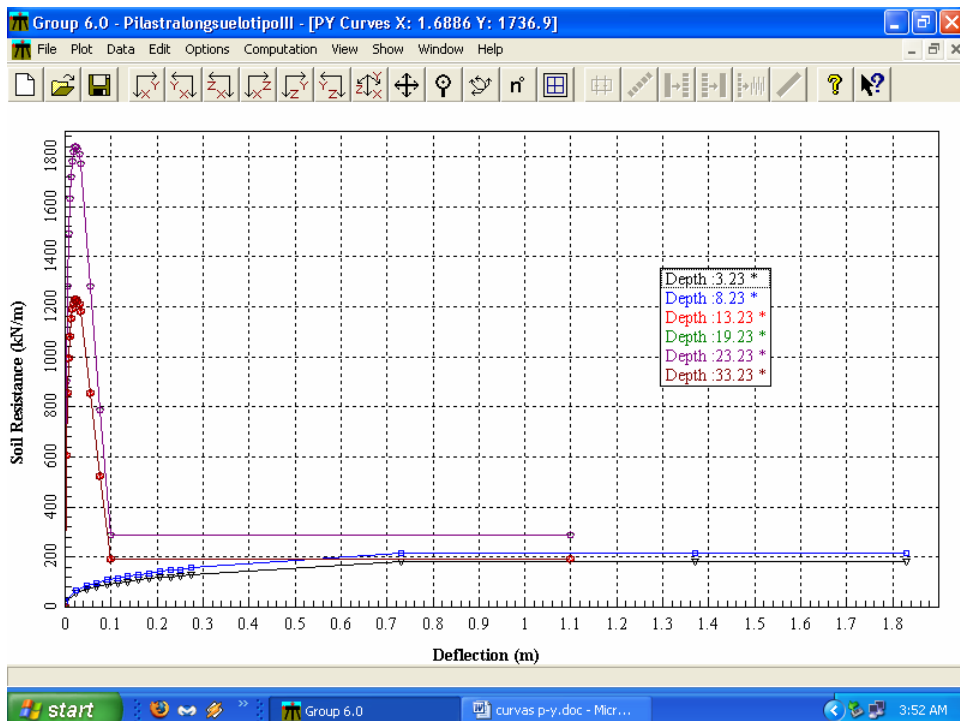
Pérfil de Suelo I



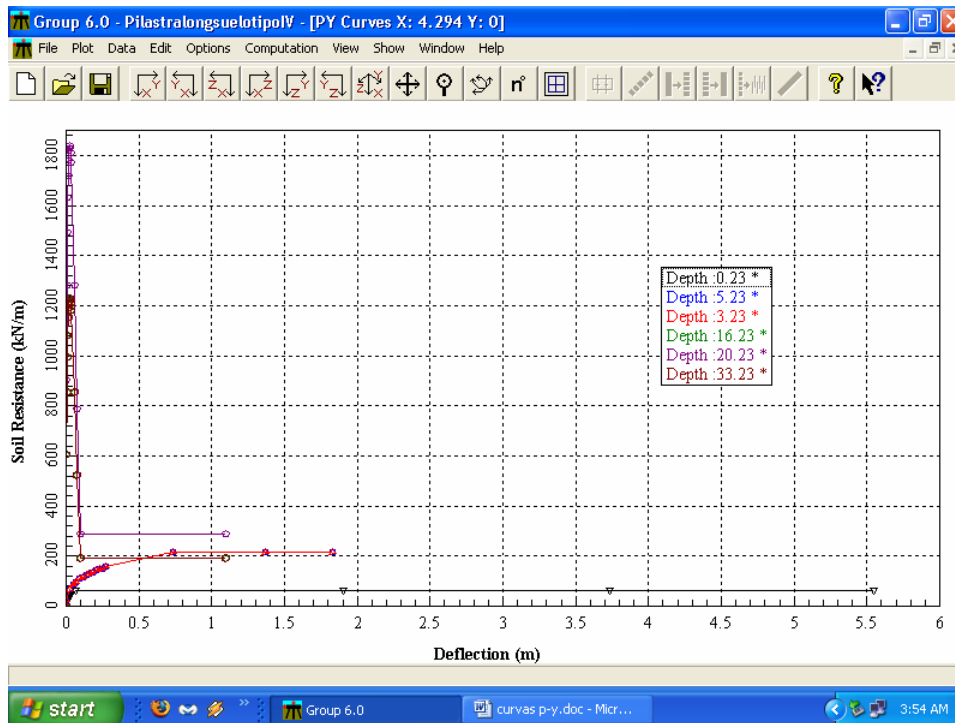
Pérfil de suelo II



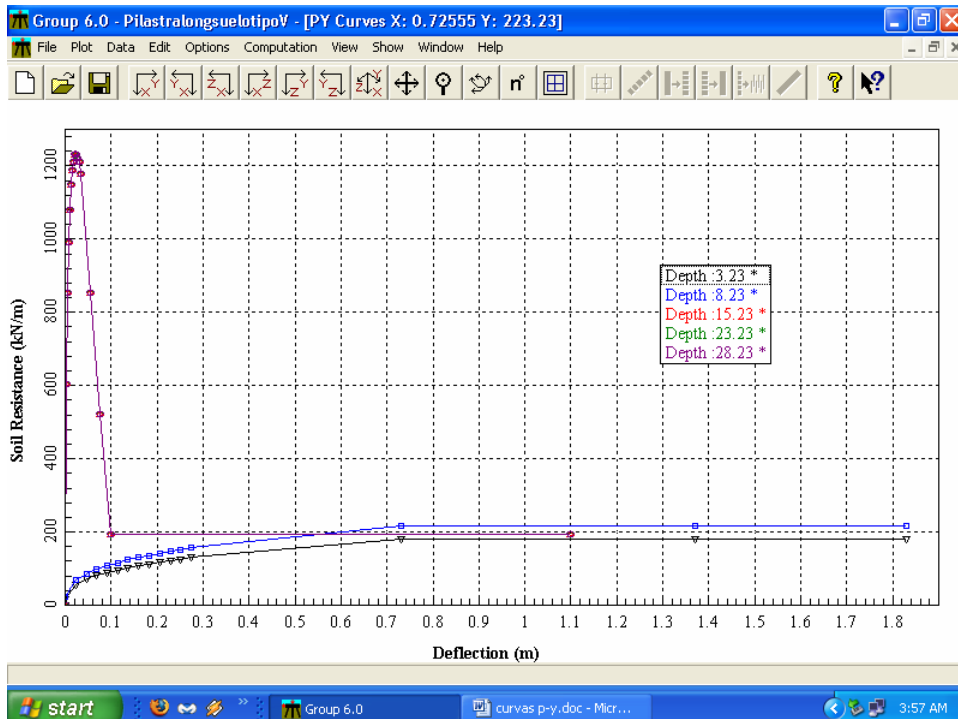
Pérfil de Suelo III



Pérfil de Suelo IV



Pérfil de Suelo V



**APENDICE D: COMPARACION ENTRE LA RIGIDEZ DE UNA PILASTRA
CIMENTADA SOBRE UN GRUPO DE PILOTES (PUENTE INSTRUMENTADO)
Y PILASTRA TIPO “PILE BENT” CIMENTADA SOBRE FUSTES
BARRENADOS (PUENTE DEL ESTUDIO)**

RIGIDEZ DE LA PILASTRA SOBRE FUSTES BARRENADOS 3.172 M DE DIAMETRO EN PERFIL DE SUELO V

Modelo en Group 6.0 y propiedades del perfil de suelo V

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%) only for weak rock
1	11.77	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
2	25.49	14.36	0	0.02	7.8999998	0	0
3	25.49	119.7	0	0.005	65.84	0	0
4	28.53999	119.7	0	0.005	65.84	0	0
5	28.53999	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
6	31.59	179.55	0	0.005	93.869998	0	0
7	31.59	119.7	0	0.005	65.84	0	0
8	44.99999	119.7	0	0.005	65.84	0	0

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Submerged Soft Clay	11.77	25.49	8140
2	Stiff Clay with Free Water	25.49	28.540001	271000
3	Stiff Clay with Free Water	28.54000	31.59	271000
4	Stiff Clay with Free Water	31.59	44.99999	271000

Soil Weight

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	11.77	16.04
2	25.49	16.04
3	25.49	20.44
4	44.99999	20.44

Please always enter soil parameters at the top and the bottom of each layer. The program will linearly interpret the data for depths between the top and

Rígidez Longitudinal de la pilastara a nivel de la viga de coronación

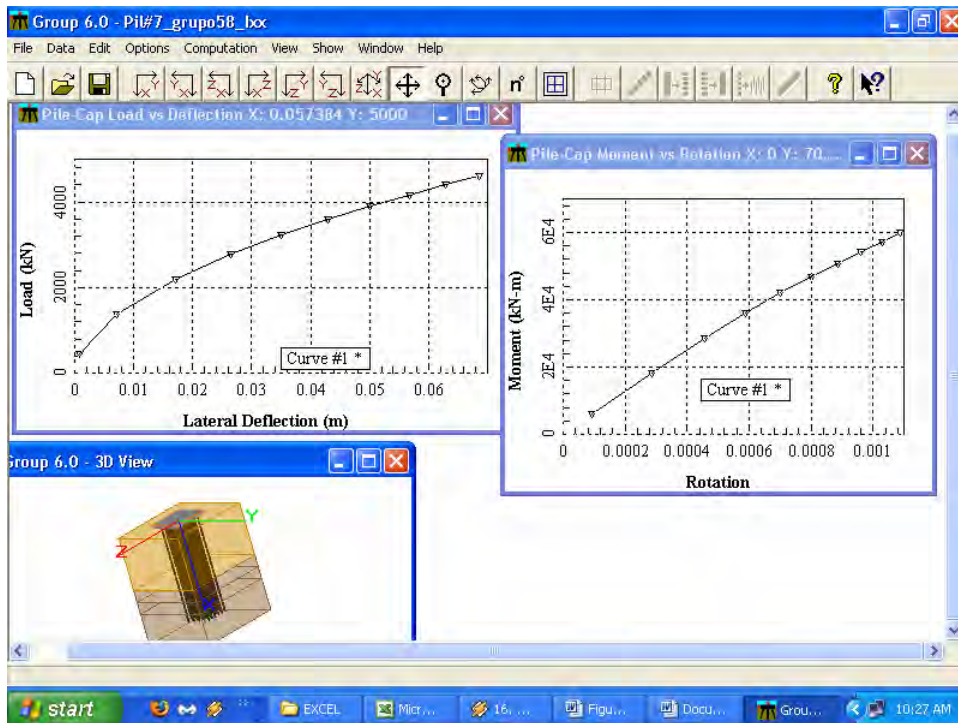
V (KN)	Δ (m)	$K\Delta$ (KN/m)
0	0	0
300	0.128	2343.75
600	0.339	1769.912
900	0.609	1477.833
1200	0.923	1300.108
1500	1.26	1190.476

Rígidez transversal a nivel de la viga de coronación

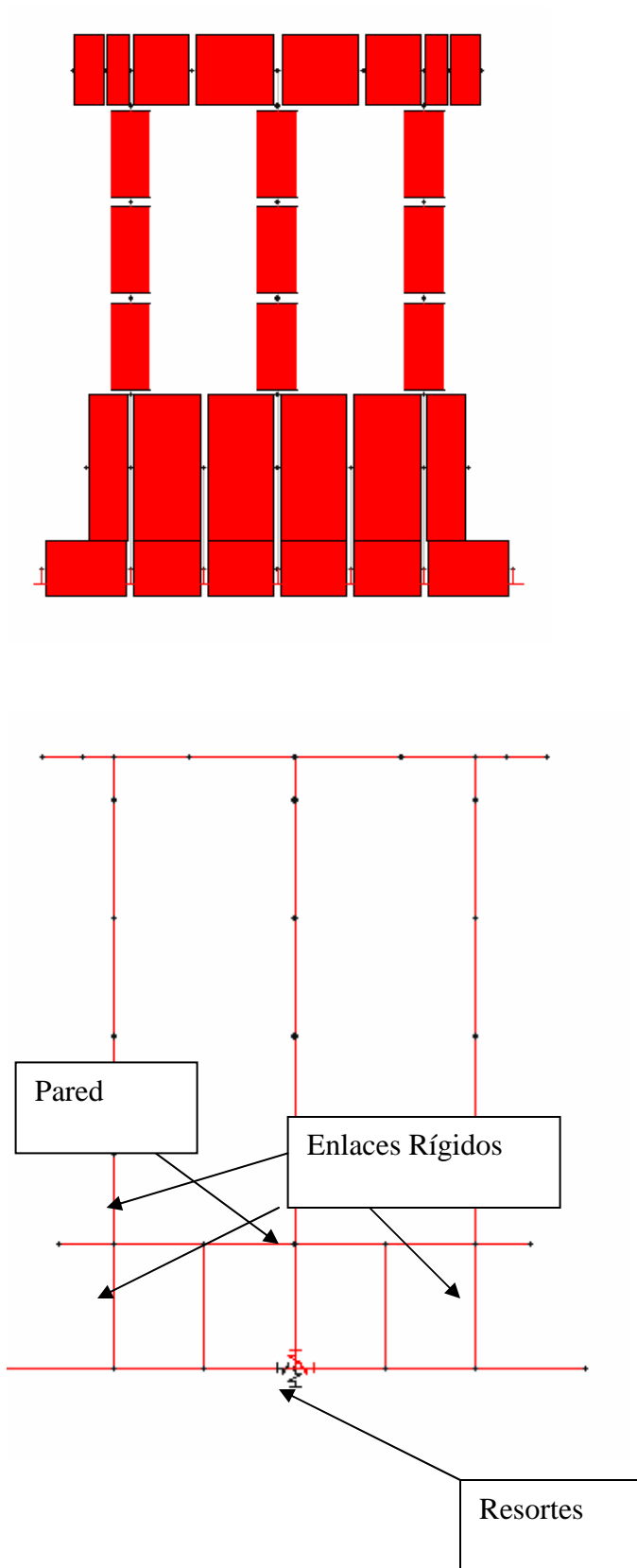
V (KN)	Δ (m)	$K\Delta$ (KN/m)
0	0	0
479	0.049	9775.51
958	0.127	7543.307
1436	0.222	6468.468
1915	0.327	5856.269
2394	0.44	5440.909

RÍGIDEZ DE LA PILASTRA SOBRE GRUPO DE PILOTES EN PÉRFIL DE SUELO V

Modelo en Group 6.0 del grupo de pilotes y curvas de rígeidez a nivel del suelo



Modelo en SAP 2000 de la pilastra



Rígidez a nivel de la fundación en la dirección longitudinal

V	Δ	$K\Delta$	M	θ	$K\theta$
(KN)	(m)	(KN/m)	(KN-m)	(rad)	(KN-m/rad)
0	0	0	0	0	0
1389	0.0071	195634	6060	9.52E-05	63655462
2778	0.0265	104830	28788	4.56E-04	63131579
3586	0.0428	83785	41970	7.00E-04	59957143
4167	0.0567	73492	50909	8.85E-04	57524294
4621	0.0685	67460	59848	1.09E-03	54906422

Rígidez a nivel de la fundación en la dirección longitudinal

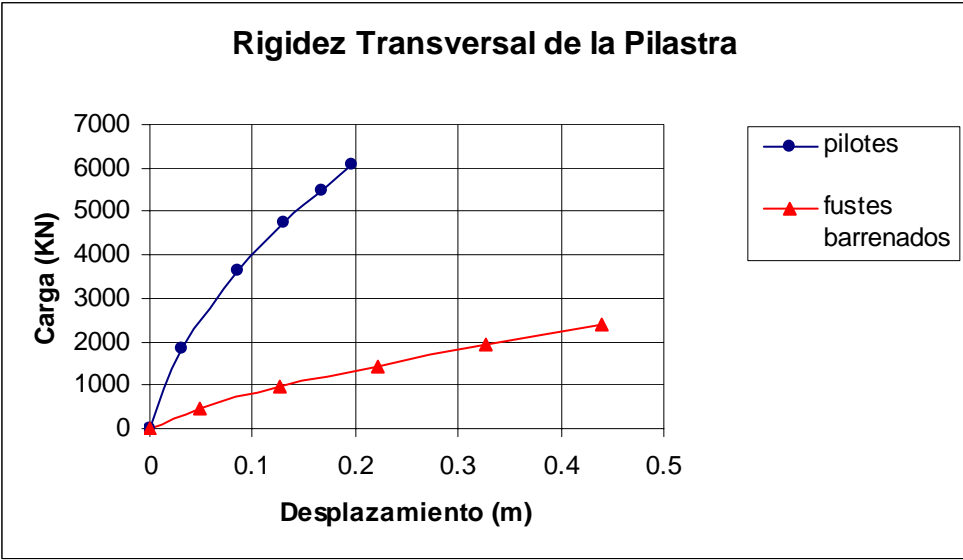
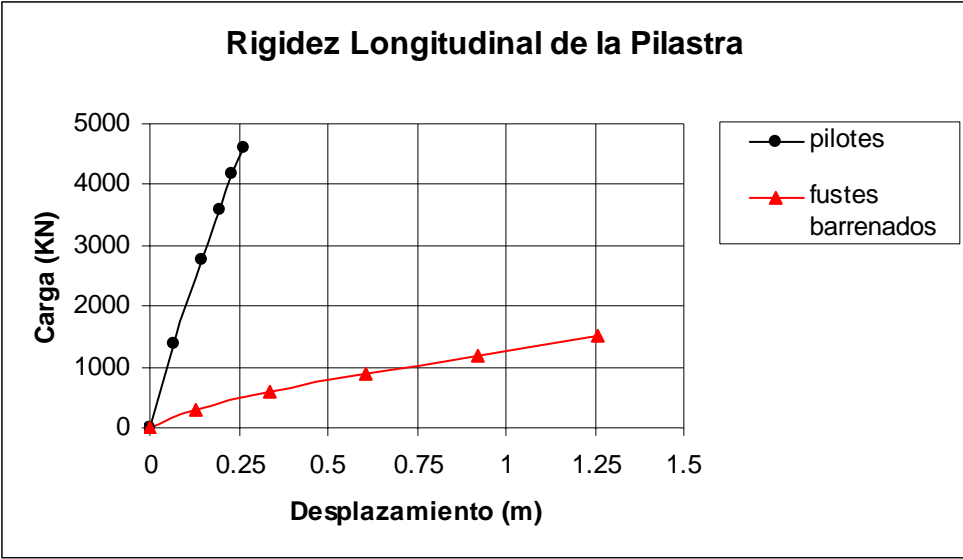
V	Δ	$K\Delta$	M	θ	$K\theta$
(KN)	(m)	(KN/m)	(KN-m)	(rad)	(KN-m/rad)
0	0	0	0	0	0
1838	0.0146	125890	15152	6.60E-05	229575758
3641	0.0548	66442	30177	1.30E-04	232130769
4737	0.0892	53105	38889	1.70E-04	228758824
5497	0.11909	46158	45202	2.00E-04	226010000
6085	0.14423	42190	49874	2.20E-04	226700000

Rígidez longitudinal a nivel de la viga de coronación

V	Δ	$K\Delta$
(KN)	(m)	(KN/m)
0	0	0
1389	0.0664	20919
2778	0.145	19159
3586	0.196	18296
4167	0.231	18039
4621	0.266	17372

Rígidez transversal a nivel de la viga de coronación

V	Δ	$K\Delta$
(KN)	(m)	(KN/m)
0	0	0
1838	0.0305	60262
3641	0.0863	42190
4737	0.1302	36382
5497	0.167	32916
6085	0.197	30888



**APENDICE E: MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD DEL PUENTE SOBRE
FUSTES BARRENADOS**

Puente del Indio

Condicion: Empotrado

	H		Longitudinal	Periodo Longitudinal (sec)	Periodo
Pilastra	(ft)	Masa (Kip*s ² /ft)	Rigidez (Kip/ft)		SAP2000
5	42.72	76.186	1204.575	1.49	1.26
6	40.91	75.985	1371.636		
7	39.77	75.858	1493.003		

Puente con fustes Barrenados

Condicion: Empotrado a nivel del suelo

	H		Longitudinal	Periodo Longitudinal (sec)
Pilastra	(ft)	Masa (Kip*s ² /ft)	Rigidez (Kip/ft)	
5	46.26	76.580	948.660	1.70
6	44.65	76.401	1055.026	
7	43.51	76.274	1140.145	

Puente con fustes Barrenado: Perfil de Suelo I y II

Condicion: Empotrado a

			Longitudinal	Periodo Longitudinal (sec)	Periodo
Pilastra	lu (ft)	Masa (Kip*s ² /ft)	Rigidez (Kip/ft)		SAP2000
5	70.72	854.249	416.729	4.39	3.48
6	68.91	76.401	286.999		
7	67.77	76.274	301.728		

Puente con fustes Barrenado: Perfil de Suelo III

Condicion: Empotrado a

			Longitudinal	Periodo Longitudinal (sec)	Periodo
Pilastra	lu (ft)	Masa (Kip*s ² /ft)	Rigidez (Kip/ft)		SAP2000
5	88.72	426.382	422.730	6.25	5.38
6	86.91	76.401	143.060		
7	85.77	76.274	148.841		

Puente con fustes Barrenado: Perfil de Suelo IV

Condicion: Empotrado a

			Longitudinal	Periodo Longitudinal (sec)	Periodo
Pilastra	lu (ft)	Masa (Kip*s ² /ft)	Rigidez (Kip/ft)		SAP2000
5	114	198.471	431.1583497	9.26	6.2
6	112.19				
7	111.05				

APENDICE F: DATA PARA EL PROGRAMA DRAIN-2DX

```

!*****
*****
!* Fuste barrenado de 1.372 m en perfil de suelo I *
!*****
*****
!UNITS KN y m [Inserted by RAM XLinea]
*STARTXX
! STC Exe Code P-d Energy
pilastra 0 1 1 1 F Ejemplo Columna comparacion con SAP
*NODECOORDS
! # x y
C 1 0.0 0.0
C 2 0.0 3.37
C 3 0.0 7.57
C 4 0.0 11.76
C 5 0.0 0.0 !nodo para elemento resorte traslacional x
C 6 0.0 0.0 ! " " y
C 7 0.0 0.0 ! " rotacional z
*RESTRAINTS
! xyz ni
S 111 5
S 111 6
S 111 7
*MASSES
! yes=1
! xyr mass value firstnode modifying mass= m/# damping factor
(default=0)
S 111 2.4003 1 1
S 111 2.4003 2 1
S 111 2.4003 3 1
S 111 2.4003 4 1 1
*ELEMENTGROUP
!Group Information
!Element beta
!Type code P-d dampingfac Group Title
2 1 1 .0002 Columna
!Control Information
!#Stiff REZ #ys
1 1
!Stiffness Types no shear def. moment overshoot
! type# E S.T. Hard Area Inertia kii kjj kij assumed tolerance
1 24821130. 0.0001 1.478 .122 4.0 4.0 2.0 .0001
!no rigid end zones
!yield surface Types A A B B
!yst# code My(+) My(-) Py(C) Py(T) M/My P/Py M/My P/Py

```

```

1 1 14980 14980 74700 38700 1.07 .159 1.07 .159
!Elements Generation Commands
!Elem# node#i node#j node#inc ST# REZ# YSTi YSTj
1 1 2 1 1 1
2 2 3 1 1 1
3 3 4 1 1 1
*ELEMENTGROUP
!Element
!Type code P-d beta
4 1 1 0.0 Resortes inelásticos
!#Property
!Type
3 !SHR Dir. Elas.
!Type K1 K2/K1 Fy+orMy+ Fy-orMy- Tolerance code code
1 11428 .0623 551 551.0 .00001 1 2
2 1E20 .99 100000.0 1000000.0 .00001 2 2
3 445378 .225 7067.0 7067.0 .00001 3 2
!Elem nodei nodej inc prop
1 1 5 4 1
2 1 6 5 2
3 1 7 6 3
*RESULTS
NSD 111
*NODALOAD
P FUERZA LONGITUDINAL
! Fx Fy Mz nodo
S 496 -3147 0 4
*PARAMETERS
!Collapse Displacements
! Static Analysis Dynamic Analysis
! transla. rot transla. rot
C 5.0 1
!STATIC STE
!P INTERVAL .OUT FILE
OS 1 1 1 1 1
OU 1 0 0
!ANALISIS ESTATICO
*STAT CARGA ESTATICA P
!NLoad Load SCALE FACTOR
N P 1
L .1 1
*STOP

```

```

*****
***
!* Fuste barrenado de 1.372 m en perfil de suelo II *
!*****
*****
!UNITS KN y m [Inserted by RAM XLinea]
*STARTXX
! STC      Exe Code P-d Energy
  pilastra  0 1 1 1 F      Ejemplo Columna comparacion con SAP
*NODECOORDS
!  #      x      y
C   1     0.0    0.0
C   2     0.0    3.37
C   3     0.0    7.57
C   4     0.0   11.76
C   5     0.0    0.0 !nodo para elemento resorte traslacional x
C   6     0.0    0.0 ! "          "          y
C   7     0.0    0.0 ! "          rotacional z
*RESTRAINTS
! xyz      ni
S 111      5
S 111      6
S 111      7
*MASSES
! yes=1
! xyr mass value firstnode          modifying mass= m/# damping factor
(default=0)
S 111  2.4003  1          1
S 111  2.4003  2          1
S 111  2.4003  3          1
S 111  2.4003  4          1          1
*ELEMENTGROUP
!Group Information
!Element      beta
!Type code P-d  dampingfac      Group Title
  2  1  1      .0002      Columna
!Control Information
!#Stiff REZ #ys
  1      1
!Stiffness Types          no shear def. moment overshoot
! type#  E  S.T. Hard Area Inertia kii kjj kij assumed  tolerance
  1 24821130.  0.0001  1.478  .122  4.0 4.0 2.0          .0001
!no rigid end zones
!yield surface Types          A  A  B  B
!yst# code  My(+)  My(-)  Py(C)  Py(T) M/My P/Py M/My P/Py

```

```

1 1 16000 16000 78063 38700 1.06 .156 1.06 .156
!Elements Generation Commands
!Elem# node#i node#j node#inc ST# REZ# YSTi YSTj
1 1 2 1 1 1
2 2 3 1 1 1
3 3 4 1 1 1
*ELEMENTGROUP
!Element
!Type code P-d beta
4 1 1 0.0 Resortes inelásticos
!#Property
!Type
3 !SHR Dir. Elas.
!Type K1 K2/K1 Fy+orMy+ Fy-orMy- Tolerance code code
1 7561 .1514 560.0 560.0 .00001 1 2
2 1E20 .99 100000.0 1000000.0 .00001 2 2
3 354605 .3316 7486.0 7486.0 .00001 3 2
!Elem nodei nodej inc prop
1 1 5 4 1
2 1 6 5 2
3 1 7 6 3
*RESULTS
NSD 111
*NODALOAD
P FUERZA LONGITUDINAL
! Fx Fy Mz nodo
S 477 -3147 0 4
*PARAMETERS
!Collapse Displacements
! Static Analysis Dynamic Analysis
! transla. rot transla. rot
C 2.0 1
!STATIC STE
!P INTERVAL .OUT FILE
OS 1 1 1 1 1
OU 1 0 0
!ANALISIS ESTATICO
*STAT CARGA ESTATICA P
!NLoad Load SCALE FACTOR
N P 1
L .1 2
*STOP

```

```

!*****
*****
!* Fuste Barrenado 1.829 m perfil de suelo I  *
!*****
*****
!UNITS KN y m [Inserted by RAM XLinea]
*STARTXX
! STC      Exe Code P-d Energy
  pilastra  0 1 1 1 F      Ejemplo Columna comparacion con SAP
*NODECOORDS
!  #      x      y
C   1     0.0    0.0
C   2     0.0    3.37
C   3     0.0    7.57
C   4     0.0   11.76
C   5     0.0    0.0 !nodo para elemento resorte traslacional x
C   6     0.0    0.0 ! "          "          y
C   7     0.0    0.0 ! "          rotacional z
*RESTRAINTS
! xyz      ni
S 111      5
S 111      6
S 111      7
*MASSES
! yes=1
! xyr mass value firstnode          modifying mass= m/# damping factor
(default=0)
S 111  2.4003  1          1
S 111  2.4003  2          1
S 111  2.4003  3          1
S 111  2.4003  4          1          1
*ELEMENTGROUP
!Group Information
!Element      beta
!Type code P-d  dampingfac      Group Title
  2  1  1      .0002      Columna
!Control Information
!#Stiff REZ #ys
  1      1
!Stiffness Types          no shear def. moment overshoot
! type#  E  S.T. Hard Area Inertia kii kjj kij assumed  tolerance
  1 24821130.  0.0001  2.627  .384 4.0 4.0 2.0          .0001
!no rigid end zones
!yield surface Types          A  A  B  B
!yst# code  My(+)  My(-)  Py(C)  Py(T) M/My P/Py M/My P/Py

```



```

1 1 20000 20000 94000 31269 1.28 .279 1.28 .279
!Elements Generation Commands
!Elem# node#i node#j node#inc ST# REZ# YSTi YSTj
1 1 2 1 1 1
2 2 3 1 1 1
3 3 4 1 1 1
*ELEMENTGROUP
!Element
!Type code P-d beta
4 1 1 0.0 Resortes inelásticos
!#Property
!Type
3 !SHR Dir. Elas.
!Type K1 K2/K1 Fy+orMy+ Fy-orMy- Tolerance code code
1 23682 .1755 755.0 755.0 .00001 1 2
2 1E20 .99 100000.0 1000000.0 .00001 2 2
3 1075362 .3400 9090 9090 .00001 3 2
!Elem nodei nodej inc prop
1 1 5 4 1
2 1 6 5 2
3 1 7 6 3
*RESULTS
NSD 111
*NODALOAD
P FUERZA LONGITUDINAL
! Fx Fy Mz nodo
S 734 -3454 0 4
*PARAMETERS
!Collapse Displacements
! Static Analysis Dynamic Analysis
! transla. rot transla. rot
C 2.0 1
!STATIC STE
!P INTERVAL .OUT FILE
OS 1 1 1 1 1
OU 1 0 0
!ANALISIS ESTATICO
*STAT CARGA ESTATICA P
!NLoad Load SCALE FACTOR
N P 1
L .1 2
*STOP

```

```

!*****
*****
!* Fuste barrenado de 1.829 m perfil de suelo II *
!*****
*****
!UNITS KN y m [Inserted by RAM XLinea]
*STARTXX
! STC Exe Code P-d Energy
pilastra 0 1 1 1 F Ejemplo Columna comparacion con SAP
*NODECOORDS
! # x y
C 1 0.0 0.0
C 2 0.0 3.37
C 3 0.0 7.57
C 4 0.0 11.76
C 5 0.0 0.0 !nodo para elemento resorte traslacional x
C 6 0.0 0.0 ! " " y
C 7 0.0 0.0 ! " rotacional z
*RESTRAINTS
! xyz ni
S 111 5
S 111 6
S 111 7
*MASSES
! yes=1
! xyr mass value firstnode modifying mass= m/# damping factor
(default=0)
S 111 2.4003 1 1
S 111 2.4003 2 1
S 111 2.4003 3 1
S 111 2.4003 4 1 1
*ELEMENTGROUP
!Group Information
!Element beta
!Type code P-d dampingfac Group Title
2 1 1 .0002 Columna
!Control Information
!#Stiff REZ #ys
1 1
!Stiffness Types no shear def. moment overshoot
! type# E S.T. Hard Area Inertia kii kjj kij assumed tolerance
1 24821130. 0.0001 2.627 .384 4.0 4.0 2.0 .0001
!no rigid end zones
!yield surface Types A A B B
!yst# code My(+) My(-) Py(C) Py(T) M/My P/Py M/My P/Py

```

```

1 1 21790 21790 96467 34462 1.24 .276 1.24 .276
!Elements Generation Commands
!Elem# node#i node#j node#inc ST# REZ# YSTi YSTj
1 1 2 1 1 1
2 2 3 1 1 1
3 3 4 1 1 1
*ELEMENTGROUP
!Element
!Type code P-d beta
4 1 1 0.0 Resortes inelásticos
!#Property
!Type
3 !SHR Dir. Elas.
!Type K1 K2/K1 Fy+orMy+ Fy-orMy- Tolerance code code
1 18650 .4792 715 715.0 .00001 1 2
2 1E20 .99 100000.0 1000000.0 .00001 2 2
3 946565 .6300 8334.0 8334 .00001 3 2
!Elem nodei nodej inc prop
1 1 5 4 1
2 1 6 5 2
3 1 7 6 3
*RESULTS
NSD 111
*NODALOAD
P FUERZA LONGITUDINAL
! Fx Fy Mz nodo
S 726 -3454 0 4
*PARAMETERS
!Collapse Displacements
! Static Analysis Dynamic Analysis
! transla. rot transla. rot
C 2.0 1
!STATIC STE
!P INTERVAL .OUT FILE
OS 1 1 1 1 1
OU 1 0 0
!ANALISIS ESTATICO
*STAT CARGA ESTATICA P
!NLoad Load SCALE FACTOR
N P 1
L .1 1
*STOP

```

```

!*****
*****
!* Fuste barrenado de 1.829 m en perfil de suelo iii *
!*****
*****
!UNITS KN y m [Inserted by RAM XLinea]
*STARTXX
! STC      Exe Code P-d Energy
  pilastra  0 1 1 1 F      Ejemplo Columna comparacion con SAP
*NODECOORDS
!   #      x      y
C   1      0.0    0.0
C   2      0.0    3.37
C   3      0.0    7.57
C   4      0.0   11.76
C   5      0.0    0.0 !nodo para elemento resorte traslacional x
C   6      0.0    0.0 ! "          "          y
C   7      0.0    0.0 ! "          rotacional z
*RESTRAINTS
! xyz      ni
S 111      5
S 111      6
S 111      7
*MASSES
! yes=1
! xyr mass value firstnode          modifying mass= m/# damping factor
(default=0)
S 111  2.4003  1          1
S 111  2.4003  2          1
S 111  2.4003  3          1
S 111  2.4003  4          1          1
*ELEMENTGROUP
!Group Information
!Element      beta
!Type code P-d  dampingfac      Group Title
  2  1  1      .0002      Columna
!Control Information
!#Stiff REZ #ys
  1      1
!Stiffness Types          no shear def. moment overshoot
! type#  E  S.T. Hard Area Inertia kii kjj kij assumed tolerance
  1 24821130.  0.0001  2.627  .384 4.0 4.0 2.0          .0001
!no rigid end zones
!yield surface Types          A  A  B  B
!yst# code  My(+)  My(-)  Py(C)  Py(T) M/My P/Py M/My P/Py

```

```

1 1 35607 35607 127095 64058 1.08 .180 1.08 .180
!Elements Generation Commands
!Elem# node#i node#j node#inc ST# REZ# YSTi YSTj
1 1 2 1 1 1
2 2 3 1 1 1
3 3 4 1 1 1
*ELEMENTGROUP
!Element
!Type code P-d beta
4 1 1 0.0 Resortes inelásticos
!#Property
!Type
3 !SHR Dir. Elas.
!Type K1 K2/K1 Fy+orMy+ Fy-orMy- Tolerance code code
1 5479 .527 502.0 502.0 .00001 1 2
2 1E20 .99 100000.0 1000000.0 .00001 2 2
3 486667 .6818 6621.0 6621.0 .00001 3 2
!Elem nodei nodej inc prop
1 1 5 4 1
2 1 6 5 2
3 1 7 6 3
*RESULTS
NSD 111
*NODALOAD
P FUERZA LONGITUDINAL
! Fx Fy Mz nodo
S 689 -3454 0 4
*PARAMETERS
!Collapse Displacements
! Static Analysis Dynamic Analysis
! transla. rot transla. rot
C 2.0 1
!STATIC STE
!P INTERVAL .OUT FILE
OS 1 1 1 1 1
OU 1 0 0
!ANALISIS ESTATICO
*STAT CARGA ESTATICA P
!NLoad Load SCALE FACTOR
N P 1
L .1 1
*STOP

```