



## **CORRELACIÓN ENTRE FALLA DE SUELO Y CONDICIONES DEL SUELO EN LA CIUDAD DE ADAPAZARI, TURQUÍA\***

### INTRODUCCIÓN

El sismo "Kocaeli" ( $M_w = 7.4$ ) que ocurrió el 17 de agosto de 1999 en Turquía causó grave daño a cientos de edificaciones en la ciudad de Adapazari. De acuerdo a información suministrada por el Gobierno Federal de Turquía, 5.078 edificios (27 % del total existente) fueron severamente dañados o destruidos (Bray y Stewart, 2000). Un gran número de edificaciones modernas con estructura de concreto armado, generalmente entre 3 y 5 pisos de altura, penetraron el suelo adyacente o se inclinaron debido en parte a licuación o reblandecimiento del suelo.

En un esfuerzo conjunto de la Universidad de California en Berkeley, la Universidad de California en Los Ángeles, la Universidad Brigham Young, la Universidad de Sakarya, la Corporación ZETAS, y la

■ Rodolfo B. Sancio<sup>1</sup>, Jonathan D. Bray<sup>2</sup>, Jonathan P. Stewart<sup>3</sup>, T. L. Youd<sup>4</sup>, H.T. Durguno\_lu<sup>5</sup>, Akin Önalp<sup>6</sup>, Curt Christensen<sup>7</sup>, M. B. Baturay<sup>8</sup>, Turhan Karadayilar<sup>9</sup> and Raymond B. Seed<sup>2</sup>

---

<sup>1</sup> Candidato Doctoral, Universidad de California, Berkeley, EEUU (Ing. Civil UCAB).

---

<sup>2</sup> Profesor, Universidad de California, Berkeley, EEUU

---

<sup>3</sup> Profesor Asociado, Universidad de California, Los Angeles, EEUU

---

<sup>4</sup> Profesor, Universidad Brigham Young, Provo, Utah, EEUU

---

<sup>5</sup> Profesor, Universidad del Bósforo, Estambul, Turquía

---

<sup>6</sup> Profesor, Universidad de Sakarya, Adapazari, Turquía

---

<sup>7</sup> Candidato Doctoral, Universidad Brigham Young, Provo, Utah, EEUU

---

<sup>8</sup> Candidato Doctoral, Universidad de California, Berkeley, EEUU

---

<sup>9</sup> Vice-Presidente, Corporación ZETAS, Estambul, Turquía

---

\* artículo presentado en la X Conferencia Internacional de Dinámica de Suelos e Ingeniería Sísmica, Universidad Drexel, Philadelphia, PA. Octubre, 2001. Traducido al español por Rodolfo B. Sancio.

---

Universidad del Bósforo, se llevó a cabo un extenso programa de investigación que incluyó la documentación del subsuelo y la estructura en determinados sitios de la ciudad en donde ocurrió falla del suelo (Bray et al. 2001a, 2001b). La caracterización del subsuelo se llevó a cabo mediante la prueba de penetración estándar ("Standard Penetration Test", SPT) y la prueba de penetración del cono ("Cone Penetration Test", CPT).

Un total de 135 CPTs y 46 perforaciones con múltiple SPT (a menudo separados 80 cm) se realizaron en la ciudad de Adapazari, Turquía, con el fin de documentar las condiciones del subsuelo en sitios de interés. La mayoría de la investigación se limitó a una profundidad de 10 m., sin embargo 28 CPTs y 5 perforaciones se extendieron para caracterizar suelos a una profundidad de hasta 30 m. La prueba de penetración estándar se realizó de acuerdo a las normas estipuladas en ASTM D606698. Aparte de esto, se realizaron mediciones directas de la energía impartida por el sistema al muestreador en cada golpe del martillo usando el "SPT AnalyzerrM" Gracias a ello se obtuvieron valores confiables de  $N_{50}$ , los cuales difieren significativamente de aquellos obtenidos por compañías locales usando martillos anulares y procedimientos que no cumplen con las especificaciones de la prueba.

Este artículo se concentra en **los** hallazgos preliminares de este estudio, aun en desarrollo, en el cual la penetración de la fundación en el suelo, así como la ausencia de este fenómeno, está relacionada con las condiciones del subsuelo. En esta etapa inicial las condiciones del subsuelo se han clasificado en cuatro categorías generales. La falla de suelo y potencial de licuación de cada una de estas categorías es descrito en detalle.

## LA CIUDAD DE ADAPAZARI

Adapazari, la capital de la provincia de Sakarya, tiene una población de aproximadamente 180.000 habitantes. El corazón de la ciudad se encuentra en una fértil planicie formada por la actividad fluvial de los ríos Sakarya y Cark, los cuales le dan a la ciudad su nombre "la isla mercado".

La mayoría de la ciudad se encuentra sobre depósitos aluviales profundos. Una reciente perforación profunda realizada

por la Agencia Federal de Embalses (D.S.I.) en el distrito Yenigün no alcanzó roca a una profundidad de 200 m. Los suelos a poca profundidad ( $z < 10$  m) fueron recientemente depositados por los ríos Sakarya y Cark, los cuales frecuentemente inundaban la ciudad antes de que se construyeran presas para controlar su caudal. El periódico desbordamiento del cauce del río dejaba atrás limos, arenas limosas y arcillas. Depósitos ricos en arcilla se depositaban en áreas llanas en donde se estancaba el agua (Onalp, et al. 2001).

Gran parte de la ciudad está densamente desarrollada, principalmente por edificios de concreto armado de 3 a 5 pisos de altura y pequeñas estructuras de madera y ladrillo de 1 y 2 pisos de altura. Las estructuras de concreto armado son principalmente no-dúctiles y su fundación consiste en una losa rígida de concreto armado a poca profundidad, típicamente a 1.5 m debido a la poca profundidad de la mesa freática.

## RECuento DEL DAÑO CAUSADO POR EL SISMO KOCAELI DE 1999

Los edificios en Adapazari fueron fuertemente sacudidos por el sismo Kocaeli. La estación sismográfica de Sakarya registró una aceleración horizontal pico ("Peak Ground Acceleration", PGA), velocidad, y desplazamiento de 0.41 g, 81 cm/s, y 220 cm, respectivamente en la dirección este-oeste. La estación sismográfica de Sakarya está localizada en el suroeste de la ciudad, a una distancia de 3.3 km de la expresión superficial de la falla. Está situada sobre el piso de una pequeña edificación de 1 piso (sin sótano) y las condiciones subyacentes consisten de suelo rígido sobre roca ( $V_5$  promedio -- 470 m/s en los primeros 30 m del perfil, Ralhje y Stokoe, 2001). El Centro de la ciudad está localizado a 7 km de la expresión superficial de la falla. Debido a que las condiciones del subsuelo allí son más blandas se

Índice	Descripción	Interpretación
GF0	No se Observó Falla de Suelo	No hay movimiento vertical, inclinación, movimiento lateral, o volcanes de arena
GF1	Falla de Suelo Menor	movimiento vertical, $\Delta < 10$ cm; inclinación de edificios $> 3$ pisos $< 1^\circ$ ; no hay movimiento lateral
GF2	Falla de Suelo Moderada	$10 < \Delta < 25$ cm; inclinación entre $1^\circ - 3^\circ$ ; desplazamiento lateral pequeño ( $< 10$ cm)
GF3	Falla de Suelo Significativa	$\Delta > 25$ cm; inclinación de $> 3^\circ$ ; desplazamiento lateral $> 25$ cm

Tabla 1. Sistema de Clasificación de Índice de Falla de Suelo (Bray and Stewart, 2000)

espera que haya habido amplificación de los componentes de largo periodo de las ondas sísmicas. Registros del sismo localizados en depósitos de suelo similares y a distancias similares, sugieren que las aceleraciones máximas en Adapazari han debido estar entre 0.3g y 0.4 g.

Se realizaron inspecciones de daño a lo largo de cuatro líneas de reconocimiento que atraviesan la ciudad (Bray y Stewart, 2000). En total 719 estructuras fueron inspeccionadas e Adapazari, aproximadamente 4% del total de edificios existentes en la ciudad. El sondeo del daño estructural se realizó de acuerdo al sistema descrito por Coburn y Spence (1992), en el que a cada edificio se le asigna un Índice de Daño Estructural que varía entre DO (no se observó daño) a D5 (colapso total o de un piso del edificio). La información sobre el desplazamiento vertical de la estructura o penetración relativa al suelo adyacente, inclinación, desplazamiento lateral, y erupción de volcanes de arena fue compilado por investigadores usando el Índice de Falla de Suelo que se muestra en la Tabla 1. GFO corresponde a la condición en la que no se observó falla de suelo, y GF3 corresponde a penetración significativa del suelo por el edificio de más de 25 cm o 3° de inclinación (Bray y Stewart, 2000).

Peritaje detallado del daño a edificios a lo largo de varias líneas permitió establecer tendencias generales concernientes a la relación entre la falla del suelo y el daño sufrido por los edificios. La densidad y altura de la construcción era consistente a lo largo de las líneas, de forma tal que variaciones en la intensidad del daño son estadísticamente significativas. Algunas localidades con falla de suelo severo sufrieron también daño estructural significativo, a la vez que otras

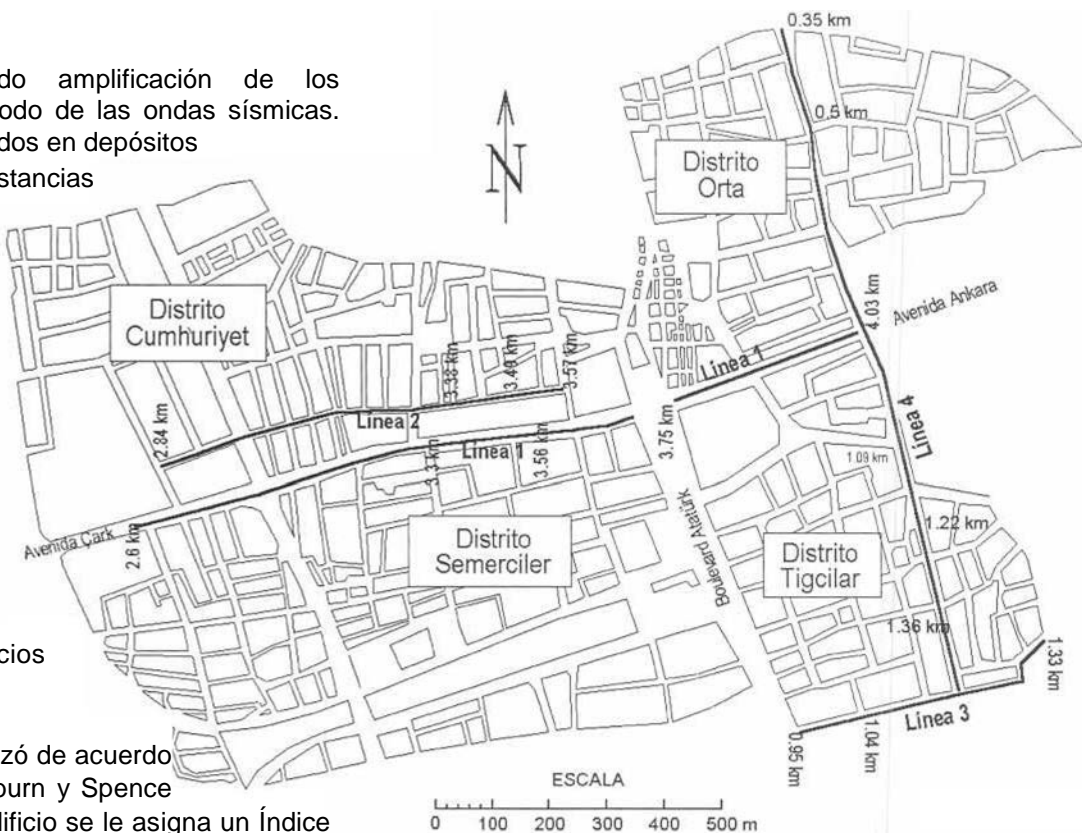


Figura 1 Plano de 4 distritos en el Centro de Adapazari y ubicación de las líneas de reconocimiento

localidades sólo sufrieron daño estructural moderado. No obstante, no se observaron áreas con falla de suelo y sólo ligero daño estructural. Se observaron volcanes de arena dentro de ciertas áreas en las cuales hubo falla de suelo, sin embargo éstas no eran muy extensas y en otras éstos estuvieron ausentes. La información compilada indica que la severidad del daño estructural generalmente incrementa junto con el nivel de falla de suelo (Bray y Stewart, 2000).

La Figura 1 muestra en plano cuatro distritos localizados en el área del centro de la ciudad. En la misma figura también se muestra las líneas de reconocimiento, de la 1 a la 4, a lo largo de las cuales se anotaron índices de daño en los días que siguieron al sismo. Las condiciones del subsuelo fueron obtenidas a lo largo de estas líneas a través del análisis e interpretación de 59 CPTs y 15 perforaciones con SPT ejecutadas a lo largo de estas líneas (Bray et al., 2001b).

De acuerdo a las estadísticas compiladas por el Gobierno Federal de Turquía (Bray y Stewart, 2000), los cuatro distritos mostrados en la Figura 1 están entre aquellos que sufrieron más daño

Distrito	Colapso/ Grave Daño	Daño Medio	Daño Ligero	Sin Daño	Total Edificios
Cumhuriyet	22%	13%	26%	39%	837
Scmerciler	33%	9%	23%	35%	1855
Orta	35%	29%	27%	9%	774
Ti_cilar	54%	17%	12%	17%	348

Tabla 2. Estadísticas de Daño en las Distritos Centrales de Adapazari (fuente: Gobierno Federal de Turquía, Bray and Stewart, 2000)

(ver Tabla 2). En total, 1.249 edificios colapsaron o fueron fuertemente afectados, lo cual constituye 33% del número total de edificios en estos distritos. Sin embargo, dentro de estos distritos también se observaron áreas con bajo daño estructural y ausentes de falla de suelo (Bray y Stewart, 2000).

En total, 196 edificios fueron evaluados a lo largo de las líneas mostradas en Figura 1. Índices de daño estructural entre D4 (colapso parcial) y D5 (colapso total) se reportaron en 48 edificios, ó 25% del total. De estas 196 estructuras, 134 (68%) son edificios de 3 a 5 pisos, 43 (22%) son edificios de 1 a 2 pisos y los últimos 19 (10%) tienen 6 pisos. De los 46 edificios que sufrieron colapso parcial o total (índice de daño estructural entre D4 y D5, respectivamente), 34 (71%) son edificios con 3 a 5 pisos, 11 (23%) tienen entre 1 y 2 pisos, y los 3 restantes (6%) son edificaciones de 6 pisos.

De la misma forma, de los 48 edificios que sufrieron falla de suelo entre moderada y significativa (GF2 y GF3), 37 edificios (77%) tienen entre 3 y 5 pisos, 3 (6%) entre 1 y 2 pisos, y los 8 restantes (17%) tienen 6 pisos. Estadísticamente, los edificios con 3 a 5 pisos mostraron mayor falla de suelo. Sin embargo, estos valores sólo son representativos si los edificios inspeccionados son representativos de las áreas de la ciudad en las cuales la falla de suelo fue identificada y en donde existen edificios con variedad de número de pisos.

## ESTUDIOS Y CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS EN ADAPAZARI

Durante el verano de 2000, 135 pruebas de penetración del cono (CPT) y 46 perforaciones con la implementación de la prueba de penetración estándar (SPT) fueron ejecutadas en la ciudad de Adapazari con el fin de investigar las condiciones del subsuelo en sitios en donde se observó falla de suelo así como en sitios en donde no se observó este fenómeno. Detalles sobre este programa de investigación, incluyendo perfiles de CPT y planillas de perforación están disponibles en la página web del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER): <http://peer.berkeley.edu/turkey/adapazari> (Bray et al., 2001b).

Los criterios delineados por ASTM D5778-95, D1586 y D6066-98 fueron cuidadosamente seguidos para así garantizar la calidad de la información. Aparte de esto, la energía suministrada por el sistema du-

rante la prueba de penetración estándar fue medida para así obtener valores de  $N_{60}$  más precisos. Los procedimientos y equipo usados en este estudio están descritos en más detalle por Bray et al., 2001a.

Después de revisar cuidadosamente los perfiles de suelo obtenidos del análisis e interpretación de los CPTs y de las muestras de suelo obtenidas del SPT, se desarrollaron cuatro categorías generales de condiciones del subsuelo mostradas en la Figura 2. Estos tipos de condiciones de subsuelo se describen a continuación:

Suelo Tipo 1: Esta categoría de sitio está caracterizada por la presencia de limo y limo arenoso suelto de baja plasticidad en los primeros 4 m de profundidad. Este limo es de color marrón rojizo. El espesor de este estrato oscila entre 0.5 m y 2.5 m. El valor del límite líquido (LL) varía entre 25% y 35% y la relación entre el contenido natural de agua ( $W_n$ ) y el LL es generalmente mayor que 0.9. El contenido de finos (FC) de las muestras de suelo obtenidas en este estrato oscila entre 52% y 97% y por lo general es mayor que 75%. El porcentaje de partículas menores que 5mm varía entre 10% y 35%, normalmente está entre 20% y 30%. La resistencia a la penetración corregida de este estrato,  $(N_1)_{60}$ , varía entre 3 y 15 (golpes/30 cm), y por lo general se encuentra entre 7 y 10. Una muestra de materia orgánica obtenida a una profundidad de 4 m data de hace 1.000 años, lo cual indica que los limos superiores son depósitos recientes que tienen alta susceptibilidad a la licuación (Youd y Perkins, 1978).

Depósitos de arcillas de baja plasticidad y estratos de limo y limo arenoso medianamente denso a denso se encuentran interestratificados debajo del limo marrón previamente descrito. El color de estos suelos es transicional de marrón a gris a aproximadamente 5 m de profundidad. A profundidades mayores de 9 m el suelo consiste en arcillas, limos y arenas interestratificados.

Suelo Tipo 2: Aunque muy similar al Suelo Tipo 1, esta categoría difiere de la Tipo 1 en que el suelo localizado directamente bajo el limo marrón suelto consiste en arena gris densa ( $q_{c1N} > 160$  y  $(N1)_{60} > 30$ ) hasta una profundidad de aproximadamente 9 m. Por lo general, las muestras de esta arena contienen menos de 5% de partículas finas ( $< 75$  mm) y menos de 5% de partículas gravosas. Sin embargo, en ciertas localidades las muestras recabadas contenían hasta 27% de grava fina. El tamaño promedio de partículas ( $D_{50}$ ) de este estrato varía entre 0.4 mm y 1.7 mm.

Suelo Tipo 3: El suelo entre aproximadamente 1.5 m y 4 m de profundidad de este perfiles arcilla limosa

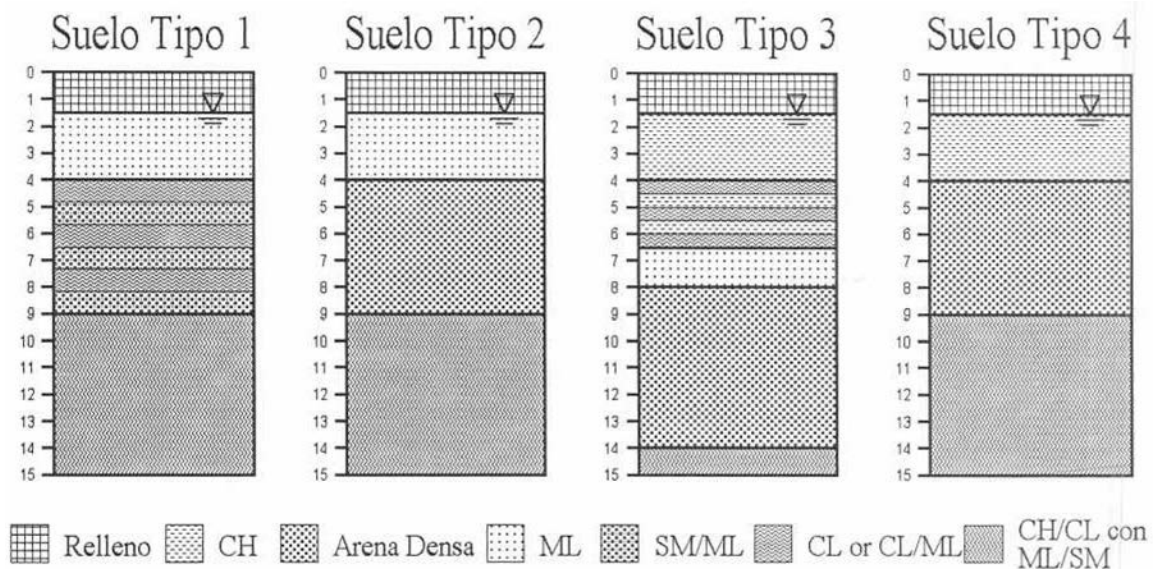


Figura 2 Perfiles de suelo Tipo en el Centro de Adapazari

marrón de alta plasticidad, debajo de la cual se encuentran lentes, vetas y depósitos de poco espesor de limo arcilloso y arcilla limosa. Estos sedimentos plásticos continúan a profundidades de hasta 7 m. El color del suelo es transicional de marrón a gris a una profundidad de aproximadamente 5 m. El valor del LL oscila entre 29% y 65%, sin embargo la mayoría son mayores que 35%. Algunos de estos suelos tienen contenido de agua natural cerca de, o en exceso del límite líquido. El espesor de los estratos de limo es generalmente menor que 25 cm, pero algunos miden hasta 50 cm. El espesor combinado de estos estratos varía entre 1 m y 3 m. La resistencia a la penetración de estos limos y mezclas de limos y arcillas es baja ( $q_c < 2 \text{ MPa}$ ,  $q_{c1n} < 15$  y  $(N_1)_{50} < 10$ ). Desde aproximadamente 7 m hasta una profundidad de 8 m a 9 m, el suelo es generalmente limo arenoso a arena limosa gris medianamente densa ( $40 < q_{c1n} < 90$ ,  $12 < (N_1)_{60} < 22$ ) con vetas de arcilla limosa. Estos limos no plásticos de mayor profundidad se encuentran sobre arena y arena limosa densa ( $q_c, N > 160$  y  $(N_1)_{60} > 30$ ) de color gris hasta una profundidad de 14 m. Muestras de suelo de este estrato contienen entre 5% y 25% de partículas finas.  $D_{50}$  de estas muestras varía entre 0.1 mm y 0.6 mm, pero por lo general oscila entre 0.2 mm y 0.3 mm. A profundidades mayores, el suelo consiste en arcillas, limos y arenas interstratificados.

**Suelo Tipo 4:** Esta categoría es similar al Suelo Tipo 2, pero difiere en que el limo marrón que se encuentra a poca profundidad y que es característico del Tipo 2, es reemplazado por entre 1.5 m y 4 m de arcilla limosa de mediana a alta plasticidad. Se contempla la existencia de depósitos de poco espesor

(espesor < 50 cm) de limo arcilloso de baja plasticidad en los primeros 4 m a 5 m de este perfil.

## EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

El movimiento del suelo en Adapazari fue suficientemente intenso como para inducir valores de la relación de esfuerzo cíclico ("Cyclic Stress Ratio", CSR) entre 0.35 y 0.4 en los primeros 5 m del perfil de suelo. En este intervalo de profundidad, las curvas de resistencia al esfuerzo cíclico (CRR) basadas en SPT y CPT son aproximadamente rectas y casi verticales (Youd et al., 2001). Es por ello que cualquier incertidumbre en la estimación de CSR o solicitaciones impuestas por el sismo de 1999, no afecta significativamente la evaluación del potencial de licuación del suelo.

La mayoría de los suelos en Adapazari contienen un porcentaje significativo de partículas finas (i.e. 35% pasantes del tamiz #200). La base de datos en la cual está basado el método de Seed et al. (1985) está dominado por casos de licuación de arenas sin partículas finas y arenas limosas con menos de 35% de partículas finas. Solamente 13 casos con más de 35% de partículas finas estaban disponibles cuando se construyó la curva de CRR a mediados de los 80's.

La evaluación de la susceptibilidad a la licuación de los suelos en Adapazari se llevó a cabo usando los criterios recomendados por Youd et al. (2001). De acuerdo con éstos, un suelo es susceptible a licuación si el índice de respuesta del suelo,  $I_r$ , ("soil behavior

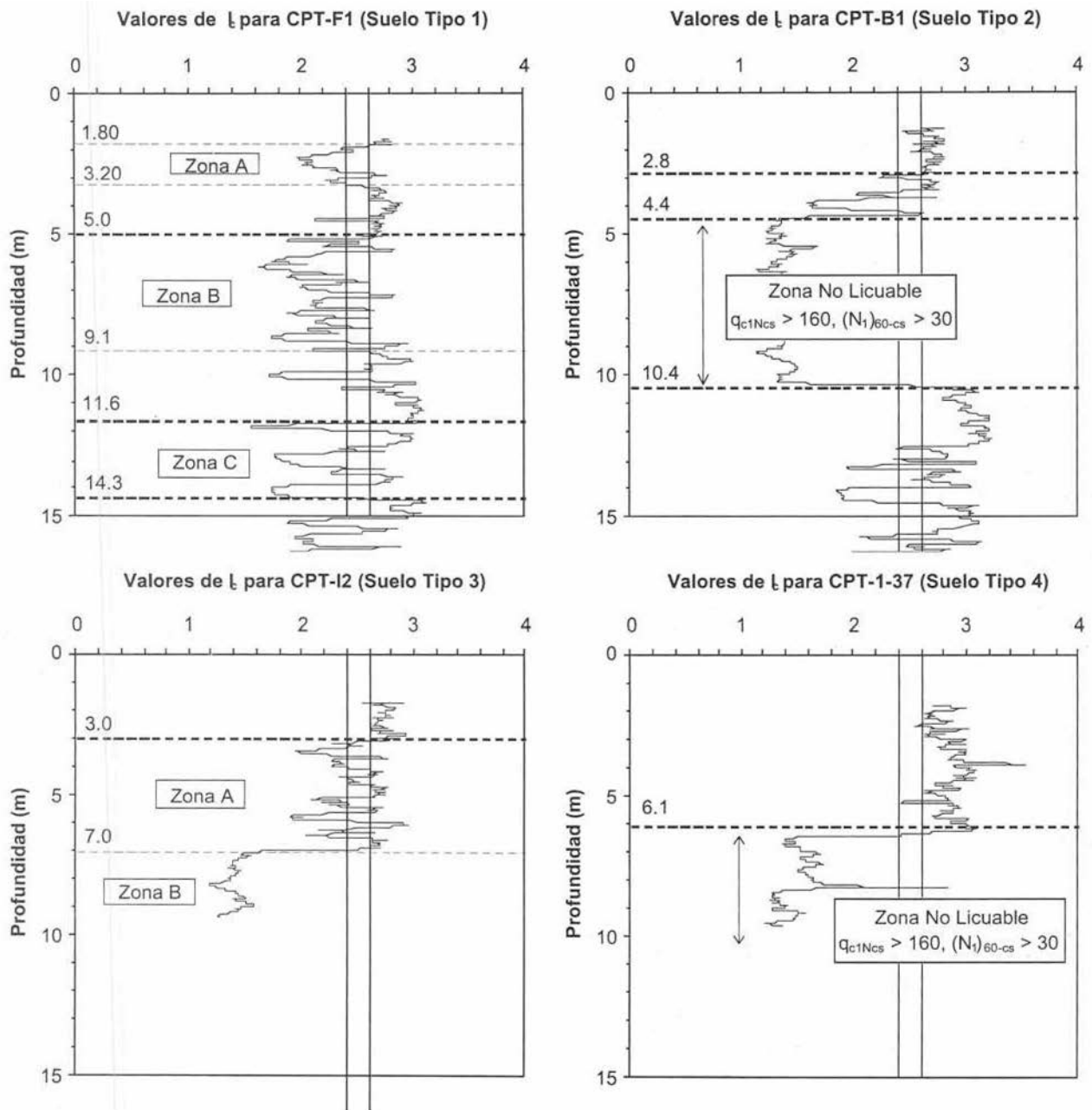


Figura 3 Valores representativos del índice de respuesta del suelo ( $I_r$ ) para a) Perfil de suelo Tipo 1, b) Perfil de suelo Tipo 2, c) Perfil de suelo Tipo 3, y d) Perfil de suelo Tipo 4

index", Robertson y Wride, 1997), el cual está basado en el CPT, es  $< 2.6$ , o si se cumple el Criterio Chino ("Chinese Criteria"). Este criterio, definido por Seed e Idriss (1982), y confirmado por las recomendaciones de Youd et al. (2001), especifica que licuación sólo puede ocurrir si se cumplen todas las siguientes condiciones: (1) menos de 15% de partículas menores de 5 mm en diámetro, (2) el límite líquido (LL) es menor que 35%, y (3) el contenido de agua ( $W_e$ ) es mayor que  $0.9LL$ .

Las Figuras 3a a 3d muestran los valores de  $I_c$  para perfiles representativos de las condiciones del subsuelo en suelos de Tipo 1 a 4, respectivamente. También se muestra la profundidad para la cual  $I_c < 2.6$ . Tres zonas son identificadas en la Figura 3a (Suelo Tipo 1) con valores de  $I_e$  por debajo de 2.6; éstas están entre 1.8 m y 3.2 m (Zona A), entre 5.0 m y 9.1 m (Zona B), y desde 11.6 m a 14.3 m (Zona C). Muestras de suelo obtenidas en las inmediaciones de este CPT. indican que el suelo de la Zona A es limo marrón de baja plasticidad. Aunque las características de las muestras cumplen con las condiciones de LL y  $W_n/LL$  del criterio Chino (i.e.  $LL > 35\%$  y  $W_n > 0.9LL$ ), este suelo no se consideraría licuable si nos apegáramos estrictamente al criterio, ya que la cantidad de partículas menores que 5 mm es generalmente más de 15%. Sin embargo, para este estudio la condición del tamaño de partículas no será considerado a la hora de establecer la susceptibilidad a la licuación de un estrato de suelo y un criterio Chino abreviado basado únicamente en las condiciones de límite líquido e índice de liquidez. Bray et al. (2001a) encontraron que el uso de estas dos condiciones para identificar suelos susceptibles a licuación es consistente con las observaciones de campo y que el uso de la condición de 5 mm del criterio Chino clasificaba de forma errónea suelos licuables como no licuables.

Este estrato (Zona A) tiene una baja resistencia a la penetración, por lo tanto exhibe un bajo valor de la resistencia al esfuerzo cíclico (CRR) y puede licuarse en el campo bajo los valores de aceleración que se estiman que ocurrieron en Adapazari ( $0.3 g < PGA < 0.4 g$ ).

Los suelos de la Zona B con valores de  $I_c < 2.6$  consisten en arena limosa y limo de baja plasticidad. Muestras de limo obtenidas a esta profundidad tienen LL entre 28% y 31%, contenido de agua natural ( $W_n$ ) cerca del LL, y contenido de partículas de 5 mm cerca de o menor que 15%. La resistencia a la penetración

de este material es muy variable y por ello algunos de estos estratos pueden haberse licuado durante el sismo y haber contribuido junto con los suelos de la Zona A a la falla de suelo observada. Finalmente, las arenas localizadas en la Zona C tienen alta resistencia a la penetración ( $d_{el} > 160$  y  $(N_1)_{60} > 30$ ) y son muy densas como para licuarse.

El suelo entre 2.8 m y 4.4 m ( $I_e < 2.6$ ) en la Figura 3b (Suelo Tipo 2) tiene límites de consistencia y resistencia a la penetración similares al suelo de la Zona A del perfil de suelo Tipo 1. Las muestras del potencialmente licuable limo marrón obtenidas en este depósito generalmente cumplen las condiciones de LL y  $W_n/LL$  del criterio Chino, mientras que la cantidad de partículas de tamaño menor que 5 mm es generalmente mayor que 15%. El análisis de este perfil también indica que los suelos entre 4.4 m y 10.4 m son susceptibles a licuación ya que  $I_e < 2.6$ . Sin embargo dada la alta resistencia a la penetración, este estrato no debe de haberse licuado durante el sismo.

Los limos y arcillas que están interestratificados entre 3 m y 7 m, Zona A de la Figura 3c (Suelo Tipo 3), son los únicos sedimentos en la parte superior de este perfil de suelo que son potencialmente licuables ( $I_c < 2.6$ ). Adicionalmente, esta sección de la columna de suelo tiene una resistencia a la penetración para la cual la resistencia al esfuerzo cíclico (CRR) es menor que el esfuerzo cíclico aplicado (CSR) por el sismo. Algunas muestras de suelo obtenidas en este estrato tienen  $LL < 35\%$  y  $W_n/LL > 0.9$ . Aunque la cantidad de partículas menores que 5 mm es generalmente mayor que 15%, es posible que este suelo se haya licuado durante el sismo. El estrato de arena gris mal gradada, Zona B en la Figura 3c, tiene alta resistencia a la penetración caracterizada por  $q_{c1N}$

$160$  y  $(N_1)_{60} > 30$  y es considerado muy denso como para haberse licuado.

Con la excepción de los finos lentes localizados a 2.5 m y 5 m de profundidad, el valor de  $I_e$  para el perfil de suelo mostrado en la Figura 3d (Suelo Tipo 4) es mayor que 2.6. Esto indica que el contenido de arcilla en el suelo es muy alto como para licuarse. Otras perforaciones en sitios similares indican que estos suelos no son susceptibles al fenómeno de licuación debido a su alto índice de plasticidad. Sin embargo, suelos arcillosos débiles, que no son propensos a la licuación, podrían aún ser susceptibles a una disminución significativa de su resistencia al corte cuando se les imponen solicitaciones cíclicas, es así como no se puede excluir falla de suelo en estos sitios.



## CORRELACIÓN ENTRE FALLA DE SUELO Y CONDICIONES DEL SUBSUELO

Las Figuras 4a a 4d muestran la distribución del Índice de Falla de Suelo a lo largo de las líneas de reconocimiento 1 a 4 mostradas en la Figura 1. Como se puede ver, la falla de suelo es predominante en donde las condiciones del subsuelo consisten en perfiles de suelo Tipo 1, 2 y 3. La falla de suelo estaba ausente o fue de menor grado en sitios con perfil de suelo Tipo 4. Una barra oblicua (|) indica una transición entre tipos de suelo.

Aparentemente la falla de suelo es frecuente en donde existen condiciones de suelo Tipo 1 y 2, i.e. entre aproximadamente 3.75 km y 4.2 km a lo largo de la Línea 1 y 0.4 km y 1.1 km a la largo de la Línea

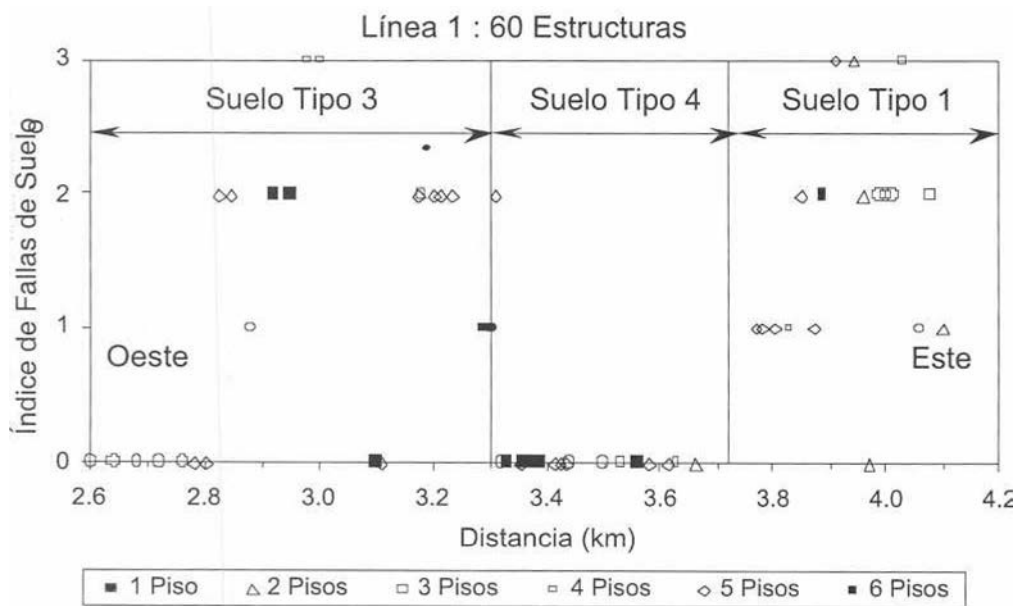


Figura 4 a) Distribución del Índice de Falla de Suelo y tipo de perfil a lo largo de la Línea 1

4. Se cree que la presencia de limo suelto de baja plasticidad, de color marrón rojizo y a poca profundidad en los perfiles suelo Tipo 1 y 2 tuvo gran influencia en la falla de suelo. Se cree que la variabilidad del espesor y plasticidad del estrato de limo son las causantes de la ausencia de falla de suelo en áreas en donde las condiciones del suelo son de Tipo 1 y 2. Como se describió previamente, el límite líquido de este material oscila entre 25% y 35% y el espesor entre aproximadamente 0.5 m y 2.5 m. Es posible que el mayor daño se haya concentrado en zonas en las

cuales el limo exhibe menor plasticidad y tiene un mayor espesor. Otro factor que pudo haber contribuido al daño es la variabilidad del espesor y resistencia a la penetración de los limos y arenas que se encuentran entre 5 m y 9 m de profundidad.

El pequeño número de edificios para los cuales se registró falla de suelo a lo largo de la Línea 3 mostrada en la Figura 1 (ver Figura 4c) se debe al alto número de edificios con alto índice de daño estructural (colapso total). El desempeño de la fundación no puede ser evaluado en edificios colapsados (Bray y SteWart, 2000). A lo largo de esta porción de la Línea 3, 11 edificios de un total de 24 inspeccionados sufrieron daño estructural catalogado como D4 (colapso parcial) o D5 (colapso total), lo cual representa 46% del total de edificios peritados.

La distribución del índice de falla de suelo presentado en la Figura 4 ha sido también catalogado según el número de pisos de la estructura encuestada. En general, se puede notar que el tipo de suelo sobre el cual está fundado el edificio parece tener una influencia más pronunciada en la severidad de la falla de suelo. En sitios donde se presentaban suelos susceptibles a la licuación (predominantemente perfiles de suelo Tipo 1 y 2), se encontró que la altura (o peso) de la edificación contribuye a la severidad de la falla de suelo. Este tópico se discutirá en los párrafos siguientes.

Como se mencionó anteriormente, el índice de falla de suelo reportado es principalmente una función del desplazamiento vertical del edificio y del grado de inclinación de la estructura. Figura 5 muestra el desplazamiento vertical promedio de los edificios fundados en perfiles de suelo Tipo 1 y 2 en función del número de pisos de la estructura, lo cual está directamente relacionado con la presión de contacto ejercida. Aquellos edificios que se inclinaron excesivamente no fueron incluidos en la figura.

Estudios empíricos anteriores han mostrado que el desplazamiento vertical inducido por sismos en edificios fundados sobre suelos granulares está relacionado, entre otros factores, con el ancho de la



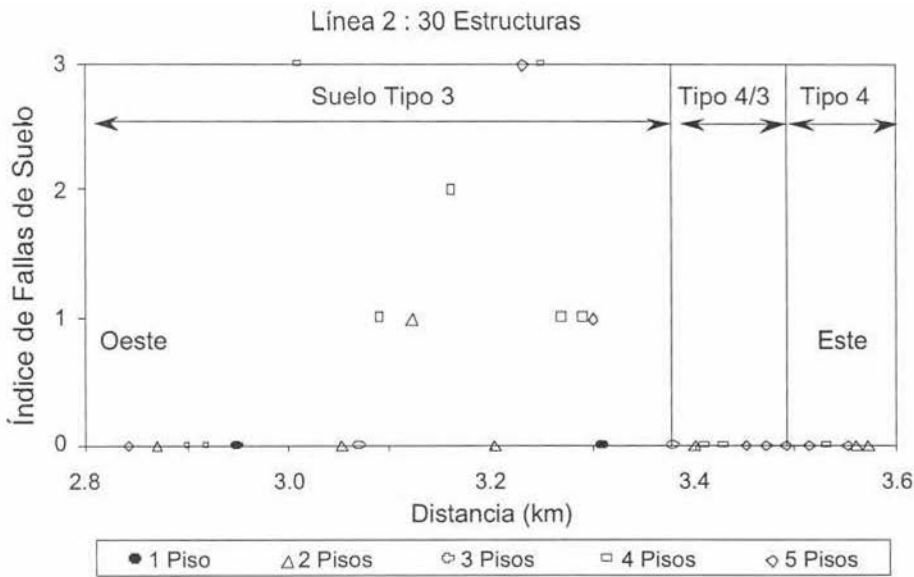


Figura 4 b) Distribución del Índice de Falla de Suelo y tipo de perfil a lo largo de la Línea 2

Figura 4 c) Distribución del Índice de Falla de Suelo y tipo de perfil a lo largo de la Línea 3

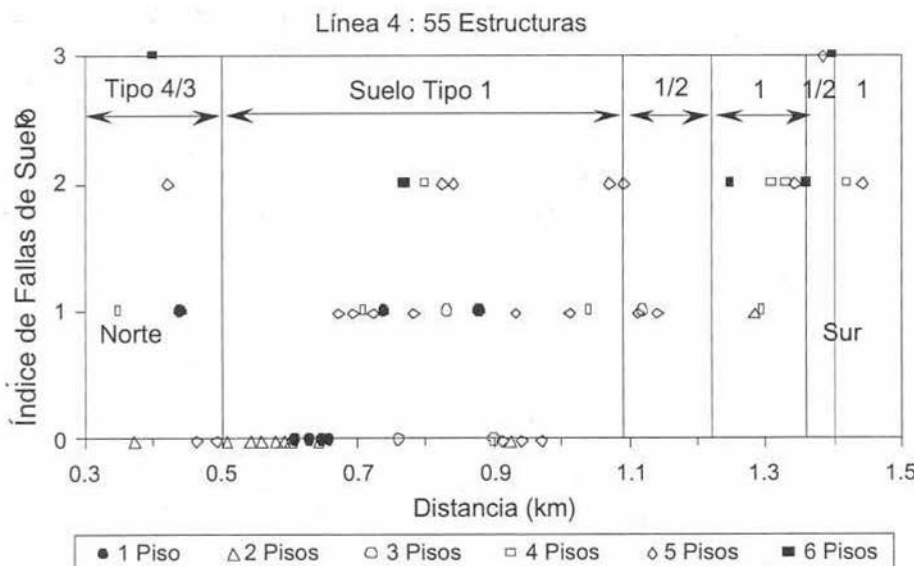
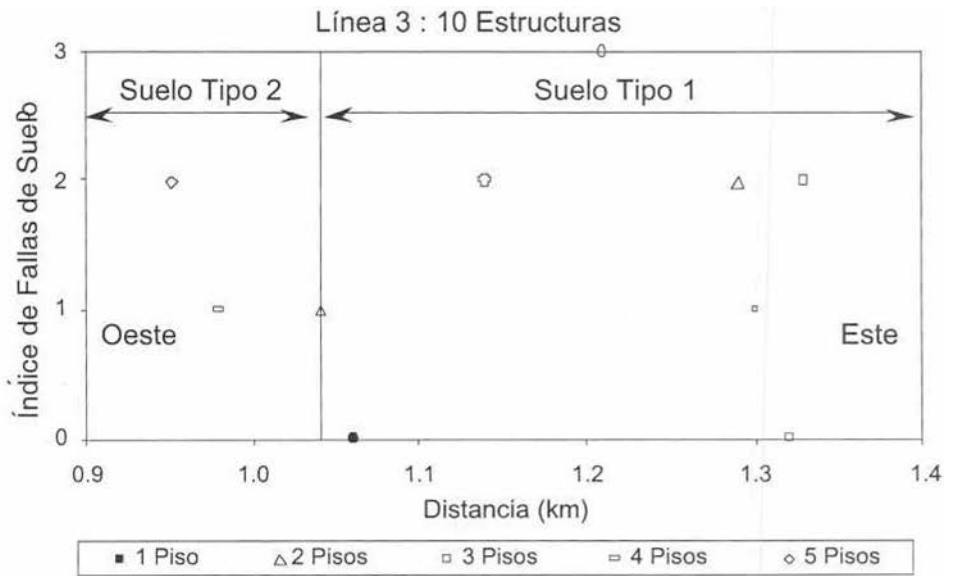


Figura 4 d) Distribución del Índice de Falla de Suelo y tipo de perfil a lo largo de la Línea 4

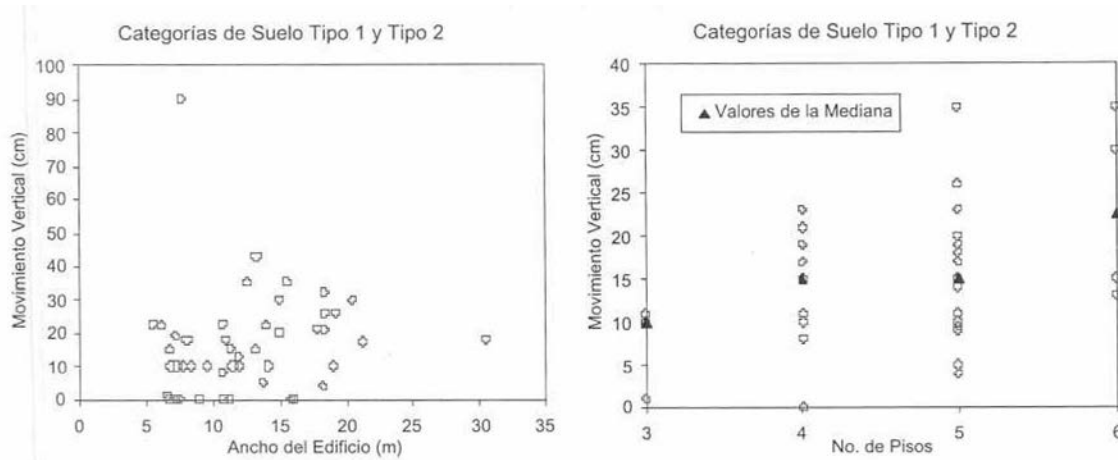


Figura 5 Relación entre el desplazamiento vertical relativo del edificio con respecto al suelo y a) ancho del edificio, y b) número de pisos de la estructura

fundación y la presión de contacto (e.g. Yoshimi y Tokimatsu, 1977, Liu, 1995, y Shahien, 1998). Esta relación ha sido estudiada también con ensayos en modelos físicos (e.g. Yoshimi y Tokimatsu, 1977 y Liu y Dobry, 1997) en los que se halló que la cantidad de desplazamiento vertical es inversamente proporcional al ancho de la fundación.

Como se puede observar en la Figura 5a, el ancho de la mayoría de las fundaciones de las estructuras oscila entre 5 m y 20 m. Dentro de este rango, la mayoría de las estructuras experimentaron entre 0 cm y 30 cm de desplazamiento vertical y una relación entre estos dos factores no es aparente. Sin embargo, como se muestra en la Figura 5b, el desplazamiento vertical del edificio con respecto al suelo depende del número de pisos de la estructura. Sin tomar en consideración el ancho de la fundación, en promedio, los edificios más altos y más pesados tuvieron un desplazamiento vertical mayor a aquel que experimentaron los edificios más pequeños y más livianos.

## CONCLUSIONES

Aparentemente las variaciones locales en las características de los sedimentos aluviales jugaron un papel importante en la presencia o ausencia de falla del suelo y consecuente daño a los edificios en la ciudad de Adapazari. El grado de falla de suelo observado a lo largo de cuatro líneas que atraviesan

cuatro distritos centrales de la ciudad parece estar controlado por las condiciones del subsuelo. Se observó falla de suelo en zonas que son susceptibles a licuación basado en criterios tradicionales con la excepción del uso del criterio Chino abreviado que no incluye el contenido de partículas menores que 5 mm. Falla de suelo estuvo ausente en zonas en las cuales los suelos son muy arcillosos como para ser considerados licuables.

Nuestra interpretación preliminar de la información de campo sugiere que el tipo y ancho de los edificios no afecta significativamente el grado de falla de suelo. Sin embargo, la localización de los desplazamientos verticales del terreno alrededor de las edificaciones, la relativa falta de observaciones de licuación en campos abiertos y el mayor grado de severidad de falla de suelo para edificios de mayor altura, sugiere que deformaciones asociadas a la interacción entre el suelo y la estructura pueden haber provocado la falla de suelo. Estudios en desarrollo están evaluando los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura, y el papel que juega la respuesta del edificio en la falla de suelo.

## AGRADECIMIENTOS

El apoyo financiero fue facilitado por la Fundación Nacional de la Ciencia (US-NSF), beca CMS.9987829 y CMS-0085130, por el Departamento de Transporte del Estado de California, la Comisión Energética del

Estado de California, y Pacific Gas and Electric Company a través del Lifelines Program del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER). El apoyo logístico fue suministrado por la Corporación ZETAS y por la Universidad de Sakarya. Se agradece la ayuda prestada por el Profesor J. Ochoa en la preparación de este artículo.

## REFERENCIAS

- Bray, J. D., and SteWart, J. P., (Coordinators and Principal Contributors) Baturay, M. B., Durgunoglu, T., Onalp, A, Sancio, R. B., and Ural, D. (Principal Contributors). (2000) "Damage Patterns and Foundation Performance in Adapazari" Chapter 8 of the Kocaeli, Turkey Earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report, in Earthquake Spectra. Suppl. A to Vol. 16, EERI, pp. 163-189.
- Bray, J. D., Sancio, R. B., Durgunoglu, H. T., Onalp, A., Seed, R. B., Stewart. J. P., Youd, T. L., Baturay, M. B., Cetin, K. O., Christensen, C., Karadayilar, T., and Emrem, C. (2001a) Ground Failure in Adapazari, Turkey. Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 19-28.
- Bray, J.D., Sancio, R.B., Youd, L.F., Christensen, C., Cetin, O., Onalp, A., Durgunoglu, T., SteWart, J. P., C., Seed, R. B., Baturay, M.B., Karadayilar, T., and Emrem, C. (2001b) "Documenting Incidents of Ground Failure Resulting from the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake," Pacific Earthquake Engineering Research Center Website: <http://peer.berkeley.edu/turkey/adapazari/> >.
- Coburn, A. and Spence, R. (1992) Earthquake Protection. John Wiley & Sons, West Sussex, England.
- Liu, H. (1995) An empirical Formula for Evaluation of Buildings Settlements due to Earthquake Liquefaction. Proceedings of the 3'd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Vol. 1, pp. 289-293.
- Liu, H., and Dobry, R. (1997) Seismic response of Shallow Foundation on Liquefied Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 6, pp. 557-567.
- Onalp, A., Arel, E., Bol, E. (2001) A general Assessment of the Effects of 1999 Earthquake on the Soil-Structure Interaction in Adapazari.
- Rathje, E. M. and Stokoe II, K. H. (2001) "Kocaeli and Duzce Earthquakes—Strong Motion Stations Data from SASW Testing," Pacific Earthquake Engineering Research Center Lifelines Quarterly Progress Meeting, Summary Notes, 1 p.
- Robertson, P.K. and Wride, C. E. (1997) "Cyclic Liquefaction and Its Evaluation Based on the SPT and CPT," in Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. National Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report NCEER-97-0022, p 41-88.
- Seed, H. B.; Idriss, I. M. (1982) Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes. EERI Monograph, Berkeley, California, 134 pages.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R. M. (1985) Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.
- Shahien, M.M. (1998) Settlement of Structures on Granular Soils Subjected to Static and Earthquake Loads. Ph.D. Thesis. University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.
- Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. (1977) Settlement of Buildings on Saturated Sand During Earthquakes. Soils and Foundations, Vol. 17; No. 1, pp. 23-38.
- Youd, T.L., and Perkins, J.B. (1987) Mapping of Liquefaction Severity Index. J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 11, pp. 1374-1392.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D. Liam, Harder, Jr., L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, III, W. F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., MoriWaki, Y., PoWer, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, II, K.H. (2001) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 4, pp. 297-313.