

Capítulo 5

Consideraciones acerca del modelo y método de análisis

Para predecir el comportamiento del puente Nosara ante un terremoto en la Península de Nicoya, se decidió aplicar un análisis dinámico de tipo elástico-lineal, con base en los espectros de respuesta que se discutieron en el capítulo 3.

El modelado y análisis de la estructura del puente se llevó a cabo con el programa SEISAB (Seismic Analysis of Bridges).

5.1 Descripción del programa SEISAB

5.1.1 Introducción

El programa de cómputo SEISAB fue desarrollado por la firma *Imbsen & Associates* de California, específicamente para el análisis sísmico de puentes, como parte de un programa de investigación patrocinado por la *National Science Foundation* de los Estados Unidos.

SEISAB puede ser utilizado para analizar tanto puentes continuos como simplemente apoyados, sin limitación práctica en el número de claros. El programa contiene tanto la opción de análisis modal simple como múltiple incluidas en la norma *Standard Specifications for Highway Bridges* (ref. 2.1) de la AASHTO, la cual adoptó el documento "*Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges*" (ref. 5.1) en 1990. Estas especificaciones están basadas a su vez en el reporte del Applied Technology Council (ATC) "*Seismic Design Guidelines for Highway Bridges*" (ref. 5.2).

5.1.2 Características del modelo generado

El modelo matemático generado por SEISAB está basado en el método del elemento finito. La mayoría de los análisis sísmicos de puentes pueden llevarse a cabo apropiadamente utilizando elementos de marco tridimensionales, comúnmente referidos como reticulares ("stick model")

El modelo usa una combinación de elementos tipo viga que trabajan esencialmente a flexión, elementos de longitud cero y elementos de frontera, donde cada nodo puede tener tres grados de libertad traslacionales y tres rotacionales. A continuación se describen brevemente cada uno de estos elementos:

a) Elementos tipo viga (Space Frame Bending Element): Son elementos formados por dos nodos y que trabajan esencialmente a flexión, por lo que las deformaciones por cortante se desprecian. Un tercer nodo referido como K se define con el fin de dar dirección a los ejes locales 2-2 y 3-3. El eje 1-1 está orientado a lo largo del elemento, el cual tiene doce grados de libertad, tres traslacionales y tres rotacionales en cada nodo. La rigidez torsional se calcula asumiendo un valor de 0.2 para la razón de Poisson. En caso de que el elemento no sea prismático, se puede modelar como una serie de segmentos prismáticos, no necesariamente de

la misma longitud. Algunos componentes que pueden modelarse con este elemento son los claros de la superestructura, las columnas y muros de bastiones, si los hubiera

b) Elementos de longitud cero (Zero-Length Element) Este elemento también está conformado por dos nodos y es utilizado para modelar diferentes componentes del puente dentro de SEISAB. Este elemento es usado para colocar una rigidez arbitraria entre dos nodos, y tiene asociados un nodo K y un nodo L para dar dirección a los ejes locales 2 y 3, respectivamente. Con él se pueden modelar diferentes conexiones, ya sea entre la superestructura y los bastiones o entre claros en una junta de expansión

c) Elementos de frontera (Boundary Element). Son utilizados en SEISAB para modelar el efecto de la flexibilidad del suelo y las fundaciones, tanto en los bastiones como en la base de las columnas. Tiene un solo nodo, por lo que tiene seis grados de libertad, de nuevo tres traslacionales y tres rotacionales. Al igual que el elemento anterior, tiene asociados dos nodos más, K y L, para dar dirección a los ejes locales 2 y 3, respectivamente. Las condiciones de frontera describen las condiciones de fuerzas y desplazamientos en la frontera del modelo estructural.

El modelo generado por SEISAB como ya se dijo está compuesto por elementos unidimensionales y de comportamiento lineal elástico que trabajan a flexión, con elementos de longitud cero de uno y dos nodos para modelar los efectos de las fundaciones y las conexiones entre los componentes estructurales, respectivamente. Esta clase de modelo matemático abstrae la superestructura, columnas, vigas de pila y los muros de bastiones como elementos adimensionales en la dirección normal a su eje longitudinal. Tales elementos tienen por tanto longitud, pero no ancho ni espesor.

El enfoque de elementos unidimensionales para el análisis dinámico de puentes es muy eficiente desde un punto de vista computacional, y se ha comprobado que provee resultados precisos para una amplia gama de puentes. Este tipo de modelo comienza a ser menos preciso en sus resultados cuando la superestructura es más ancha que larga, es decir, cuando parece más una placa que una viga.

El SEISAB también permite modelar cables de restricción mediante el "Restrainer Element", el cual es un elemento de longitud cero, con dos nodos, que tiene rigidez solo en una dirección. Tiene 12 grados de libertad, tres traslacionales y tres rotacionales en cada nodo. Este componente se puede usar para modelar los cables o varillas de restricción sísmica en bastiones, uniones articuladas dentro de claros, pilas. Puede resistir tanto tensión como compresión.

Las conexiones entre la superestructura y la subestructura y entre claros adyacentes se modelan mediante el "Bearing Element". Cada uno de estos elementos puede tener una matriz de rigidez acoplada de 6×6 , de manera que puede representarse casi cualquier clase de conexión puntual. Cuando hay varios puntos de apoyo en una misma conexión se define un "Bearing Element" para cada punto con sus rigideces y su punto de aplicación, y el programa se encarga de condensarlos a un sólo punto sobre el eje longitudinal de la superestructura. Las

transformaciones de cuerpo rígido que operan para efectuar esta condensación se hacen bajo el supuesto de que la conexión entre los apoyos es infinitamente rígida.

5.1.3 Métodos de análisis

El SEISAB permite realizar varios tipos de análisis, como se describen a continuación.

Carga muerta usado para obtener desplazamientos y fuerzas como resultado del peso propio de los elementos estructurales, carga uniforme adicional sobre la superestructura o cargas concentradas en columnas o fundaciones.

Análisis Unimodal: Constituye la implementación del método 1 de análisis sugerido por las especificaciones de la AASHTO (ref. 4.1), y constituye una aproximación del método más exacto usando espectros de respuesta. Consiste básicamente en aplicar cargas uniformemente distribuidas a la superestructura, tanto longitudinal como transversalmente, como casos independientes, calculando algunos parámetros, y luego aplicando una segunda carga tanto longitudinal como transversal. Este segundo grupo de cargas son proporcionales a la forma desplazada de la superestructura bajo el primer grupo.

Análisis con espectro de respuesta: Es el método utilizado para el análisis del puente Nosara. Constituye la implementación del método 2 de las especificaciones de AASHTO (ref. 4.1). Este método utiliza los modos de vibración del puente y un espectro de respuesta para encontrar las fuerzas y desplazamientos debidos a una carga longitudinal y una transversal.

El análisis con base en un espectro de respuesta es una técnica clásica para obtener una buena aproximación a la solución de las ecuaciones diferenciales de movimiento acopladas de segundo orden que gobiernan la vibración forzada de un puente. Los periodos y las formas modales son estrictamente función de la masa y rigidez de la estructura. Las formas modales son usadas en este método para desacoplar las ecuaciones diferenciales de movimiento en un número finito n de ecuaciones diferenciales de segundo orden correspondientes a n sistemas de un grado de libertad. El número de ecuaciones es igual al número de modos de vibración retenidos en la solución.

5.1.4 Combinación de respuestas modales

El método del espectro de respuesta es en esencia una solución en el dominio de la frecuencia que da un valor máximo para cada modo, y en realidad estos máximos ocurren en diferentes momentos durante un terremoto, por lo que simplemente sumar los máximos de cada modo para obtener la respuesta total resulta muy conservador. Otros métodos tratan de tomar en cuenta la naturaleza estadística de las máximas respuestas ocurriendo en momentos diferentes durante un terremoto. El SEISAB utiliza Combinación Cuadrática Completa (CQC son sus siglas en inglés). Este método produce mejores correlaciones que el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS), con integración numérica directa de las ecuaciones de movimiento. El CQC usa una matriz de correlación cruzada la cual es función de la razón de los periodos y el coeficiente de amortiguamiento.

El procedimiento consiste en realizar una doble sumatoria sobre el número de modos retenidos en el análisis para una cantidad de respuesta particular – desplazamientos o aceleraciones – con el fin de obtener una respuesta combinada. La matriz de correlación cruzada tiende a la matriz identidad cuando los periodos de modos consecutivos están bien separados, y el método CQC se reduce al SRSS. Cuando los modos tienen periodos muy cercanos y participan en la solución en la misma magnitud, ambos métodos pueden producir resultados muy diferentes.

Vale la pena aclarar que si por ejemplo se desea obtener el movimiento relativo entre el bastión y la superestructura, este primero se calcula para todos los modos retenidos en el análisis, y luego estos desplazamientos relativos son usados para calcular el valor CQC reportado por el programa. Así, el valor reportado no es el desplazamiento longitudinal CQC de la superestructura menos el desplazamiento longitudinal CQC del bastión.

5.1.5 Combinaciones de carga

Con el análisis por espectro de respuesta se aplicaron dos conjuntos de cargas al puente: una longitudinal y una transversal. La dirección longitudinal está definida por una línea conectando los centros de los bastiones, y la transversal se define perpendicular a ella. No se consideró carga vertical por sismo.

Las combinaciones de carga utilizadas son las usuales para considerar el efectos en ambas direcciones ortogonales:

- 1) 100% Longitudinal + 30% Transversal
- 2) 100% Transversal + 30% Longitudinal

Tales combinaciones se aplican a cualquier caso, ya sea para determinar desplazamientos, momentos, cortantes, etc.

5.2 Modelo de la superestructura

Ambos claros se modelaron como elementos viga unidimensionales, con el efecto combinado de las canaletas o las vigas postensadas respectivamente, más la losa de piso. Para reproducir el efecto inercial en cada claro, se concentró la masa en cinco puntos, dos nodos en los extremos y tres nodos intermedios igualmente espaciados, que es la condición mínima que establecen las especificaciones de la AASHTO.

En la figura 5.1 se muestra un esquema donde se definen las direcciones principales para las propiedades de sección de la superestructura.

En la tabla 5.1 se resumen las propiedades principales para ambos claros, que se introdujeron en el modelo para caracterizarlos. El I_{11} no corresponde al momento polar de inercia, sino al momento torsional de inercia.

Tabla 5.1 : Propiedades de la superestructura

| | Claro 1 (Viga canaleta) | Claro 2 (Viga I postens.) |
|---------------------------------------|-------------------------|---------------------------|
| Longitud (m) | 12.65 | 35.0 |
| Área transversal (m ²) | 1.1016 | 1.9457 |
| I ₁₁ (m ⁴) | 0.00582 | 0.017 |
| I ₂₂ (m ⁴) | 1.8301 | 2.2897 |
| I ₃₃ (m ⁴) | 0.041869 | 0.7658 |
| Peso específico (Ton/m ³) | 2.5 | 2.5 |
| Módulo elástico (Ton/m ²) | 2.81 × 10 ⁹ | 2.81 × 10 ⁹ |
| Peso adicional (Ton/m) | 0.94 | 0.94 |

El peso adicional por metro lineal corresponde a la barrera de concreto, las barandas y la carpeta asfáltica. Para el cálculo de los momentos de inercia se utilizó la sección gruesa (sin agrietar), considerando que se trata de concreto pretensado, cuyo patrón de agrietamiento bajo cargas de servicio es mucho menor al concreto reforzado convencional. Incluso, en un trabajo realizado por Gates (ref. 54) en 1982, usando prototipos, se determinó que para superestructuras de concreto pretensado, los momentos de inercia efectivos pueden resultar mayores al 100% de los correspondientes a la sección gruesa. Sin embargo, conservadoramente se tomaron como el 100%.

5.3 Modelo de la pila

La pila como se explicó en el capítulo 4 es del tipo cabeza de martillo. La longitud efectiva o parte flexible de la columna se consideró desde el borde superior de la placa de fundación hasta donde comienzan los voladizos de la cabeza de la pila, la cual se modeló como un elemento con rigidez infinita. La base de la columna se modeló como empotrada a la placa de fundación.

Para modelar la columna se utilizó un elemento viga unidimensional y se consideraron cuatro nodos para concentrar su masa, dos en los extremos y dos nodos intermedios en los tercios del claro, como lo especifica la AASHTO. Al igual que con la superestructura, en la figura 5.2 se definen las convenciones para las propiedades de sección de la columna, las cuales se detallan a su vez en la tabla 5.2. Para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento en la rigidez de la columna, se utilizaron los momentos de inercia para la sección agrietada. El ATC-32 recomienda aproximar el momento de inercia de la sección agrietada, incluyendo el refuerzo de acero, como la mitad del valor para la sección gruesa.

Tabla 5.2 : Propiedades de la pila

| Propiedad | Valor |
|---|------------------------|
| Longitud efectiva (m) | 6.80 |
| Area de sección transversal (m ²) | 2.16 |
| I ₁₁ (m ⁴) | 0.532 |
| I ₂₂ (m ⁴) | 0.123 |
| I ₃₃ (m ⁴) | 0.390 |
| Peso específico (Ton/m ³) | 2.4 |
| Módulo elástico (Ton/m ²) | 2.25 x 10 ⁶ |

5.4 Modelo de bastiones y fundaciones

La experiencia pasada y las investigaciones recientes indican que un modelado apropiado de los bastiones y las fundaciones es muy importante en la evaluación de la respuesta dinámica del puente. (ver ref. 5.3).

La evaluación de los períodos y formas modales de un puente es necesaria para determinar la demanda sísmica sobre la estructura. Para puentes relativamente cortos y/o bajos, el efecto de la rigidez de las fundaciones puede afectar significativamente las características de la respuesta dinámica de la estructura completa. Es por eso que la evaluación de rigideces en las fundaciones es una parte importante dentro del modelo completo del puente. En general, el efecto del suelo sobre bastiones y fundaciones puede modelarse como una serie de resortes equivalentes para los grados de libertad considerados, cuyas rigideces pueden obtenerse por diversas metodologías, como se discute en la sección siguiente. En general, las seis componentes de desplazamiento, tres traslacionales y tres rotacionales requieren seis resortes equivalentes. Sin embargo, rguorosamente existe un acoplamiento o interacción entre estos grados de libertad de desplazamiento, especialmente entre la traslación horizontal y las componentes rotacionales. Este efecto, no obstante, se puede despreciar para cimentaciones superficiales, además de que es difícil de cuantificar.

5.4.1 Efecto del suelo en placas aisladas

La practica actual referente al análisis de cimentaciones aisladas conlleva el uso de ecuaciones de rigidez de una cimentación rígida sobre un semiespacio elástico infinito. El procedimiento utilizado se aplica a cimentaciones rectangulares superficiales, aunque la teoría se desarrolló inicialmente para placas circulares, por lo que primero debe encontrarse el radio de una cimentación circular equivalente. En la figura 5.3 se especifican las variables utilizadas en el cálculo del radio equivalente, y a continuación se presentan las ecuaciones necesarias.

| | | |
|--------------------------|------------------------------|-------------|
| Traslación | $R=(BL/\pi)^{1/2}$ | (Ec. 5.1) |
| Rotación alrededor eje X | $R=(BL^3/3\pi)^{1/4}$ | (Ec. 5.2) |
| Rotación alrededor eje Y | $R=(B^3L/3\pi)^{1/4}$ | (Ec. 5.3) |
| Rotación alrededor eje Z | $R=[BL(B^2-L^2)/6\pi]^{1/4}$ | (Ec. 5.4) |

Las constantes de los resortes para placas rectangulares superficiales se obtienen modificando la solución para una placa circular apoyada en la superficie de un semi-espacio elástico, así

$$K = \alpha \beta K_0 \quad (\text{Ec. 5.5})$$

donde α = factor de corrección por forma de la placa

β = factor de confinamiento

K_0 = coeficiente de rigidez para la placa circular equivalente

Los diagramas para estimar α y β se encuentran en el anexo B.

Tabla 5.3 : Coeficientes de rigidez para una cimentación circular

| Grado de libertad | K_0 |
|-------------------------------|------------------|
| Traslación vertical (z) | $4GR/(1-\nu)$ |
| Traslación horizontal (x,y) | $8GR/(2-\nu)$ |
| Rotación de volcamiento (x,y) | $16GR^3/3$ |
| Rotación torsional (z) | $8GR^3/3(1-\nu)$ |

Donde G y ν son el módulo de cortante y la razón de Poisson para el semiespacio elástico, y R es el radio equivalente.

G está relacionado con el módulo de Young, mediante la ecuación

$$E = 2(1+\nu)G \quad (\text{Ec. 5.6})$$

El parámetro elástico G puede derivarse como la razón del esfuerzo cortante aplicado respecto a la deformación cortante registrada en una prueba de cortante puro. Sin embargo, para aplicaciones dinámicas, es necesario utilizar un módulo de cortante determinado en tales condiciones, para que refleje más fielmente el comportamiento del terreno ante una carga sísmica. El módulo de cortante dinámico se define como

$$G = \rho V_s^2 \quad (\text{Ec. 5.7})$$

En la expresión anterior, ρ es la densidad del material y V_s es la velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo

Debido a la ausencia de estudios geofísicos en el sitio del puente, se utilizaron valores recomendados para G y ν . Según los datos de las perforaciones realizadas en el sitio de asentamiento del puente, el tipo de material sobre el que cimentaron los bastiones y la pila consiste básicamente de núcleos de lutita, consolidadas, muy fracturadas y sedimento arenolimoso, producto de la desintegración de las mismas. La lutita es un tipo de roca sedimentaria de origen detrítico, cuyas partículas son del tamaño correspondiente a limos y arcillas. Los porcentajes de recuperación del RQD son muy bajos, no mayores al 60%, y en general rondando el 20%, lo que califica como una roca de mala a muy mala, y tiende a comportarse más como un suelo arcilloso relativamente firme. Al estar la roca tan fracturada, el valor de la velocidad de las ondas transversales disminuye y no resulta adecuado utilizar los valores recomendados de los parámetros elásticos para rocas. Por ese motivo, se utilizaron valores típicos para suelos arcillosos de dureza media a alta, según Bowles (ref. 5.5):

$$G = 5000 \text{ psi} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu = 0.35$$

Las características geométricas de las placas de fundación modeladas se resumen en la tabla 5.4, mientras que en la tabla 5.5 se detallan las constantes de rigidez de los resortes equivalentes. Las masas de las placas de fundación se incluyeron en el modelo en forma puntual.

Tabla 5.4 : Características geométricas de las placas aisladas del puente

| | Placas de bastión Claro canaletas | Placa pila central | Placas de bastión Claro vigas I post. |
|------------------------------|--------------------------------------|--------------------|--|
| L (m) | 4.00 | 5.00 | 5.00 |
| B (m) | 2.70 | 5.50 | 3.40 |
| Espesor (m) | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| R (m) Traslación X,Y,Z | 1.85 | 2.96 | 2.33 |
| R (m) Rotación eje X | 2.07 | 2.92 | 2.59 |
| R (m) Rotación eje Y | 1.70 | 3.07 | 2.13 |
| R (m) Rotación eje Z | 1.91 | 3.00 | 2.40 |

Las convenciones de los ejes se toman según la figura 5.3 .

Tabla 5.5 : Coeficientes de rigidez de los resortes equivalentes de las placas

| | Placas de bastión Claro canales | Placa pila central | Placas de bastión Claro vigas I post. |
|------------------------------|------------------------------------|--------------------|--|
| K_x (Ton/m) | 52200 | 71700 | 63700 |
| K_y (Ton/m) | 50700 | 71700 | 61900 |
| K_z (Ton/m) | 51300 | 78800 | 62300 |
| $K_{\theta x}$ (Ton m/rad) | 221700 | 525000 | 394800 |
| $K_{\theta y}$ (Ton m/rad) | 134000 | 611000 | 234200 |
| $K_{\theta z}$ (Ton m/rad) | 329300 | 1005500 | 600000 |

5.4.2 Efecto del suelo en los bastiones

Los bastiones usualmente atraen una parte importante de las fuerzas sísmicas, particularmente en la dirección longitudinal, por lo que el efecto del terreno sobre los mismos debe ser considerado en el modelo dinámico para obtener resultados más cercanos a la realidad. Aunque no es práctico incluir todos los efectos del suelo en la respuesta dinámica del puente, es importante reconocer que la interacción suelo-estructura introduce flexibilidad y disipación de energía al sistema.

Las relaciones fuerza-desplazamiento que se dan en los bastiones durante el sismo, constituyen un problema no lineal altamente complejo, afectado por muchas variables, como la naturaleza del suelo de relleno, el grado de compactación, la altura y fricción del muro, y otros. Sin embargo, se han desarrollado métodos iterativos aproximados para estimar las constantes de rigidez de resortes equivalentes que simulen el comportamiento no lineal del bastión en un modelo dinámico elástico lineal.

Para el caso de carga longitudinal, debe notarse que durante el terremoto sólo se activa la rigidez de uno de los bastiones a la vez. Cuando la estructura se mueve con dirección hacia el suelo de relleno de uno de los bastiones, la resistencia pasiva total del terreno es activada, pero cuando la estructura se mueve alejándose del mismo, la resistencia del suelo no se activa. En un análisis lineal como el que realiza SEISAB, no puede distinguirse entre tensión y compresión, por lo que el programa no distingue si la superestructura se mueve hacia el bastión o se aleja de él. Por lo tanto, resultaría en una rigidez demasiado alta el incluir el efecto total del suelo en ambos bastiones. El Departamento de Transportes de California (CALTRANS) recomienda en el documento "Bridge Design Aids" (ref. 5.6) utilizar un modelo "medio-medio", en el cual si los bastiones son idénticos, como en el caso del puente Nosara, se asigna a cada bastión la mitad de la rigidez correspondiente a uno solo. Sólo en casos de puentes curvos o con bastiones muy diferentes se recomienda asignar toda la rigidez a un bastión y cero al otro, y luego revisar la condición contraria.

En cualquiera de los casos, lo realmente importante es que en el modelo se asigne correctamente la rigidez total del sistema en la dirección longitudinal, de modo que el periodo de la estructura se calcule de la manera más precisa posible. Si se utiliza el enfoque "medio-

medio", las fuerzas en el bastión que resulten del análisis deben duplicarse para efectos de revisión o diseño. La rigidez transversal debe reflejar la reducción potencial debido a la deformabilidad de los aletones respecto al resto del puente, así como el contacto parcial y la configuración del material de relleno en las superficies externas de los aletones. Sólo se calcularon resortes equivalentes para la dirección longitudinal y transversal. Los grados de libertad de rotación de cada bastión se tomaron como fijos.

Para el modelo de los bastiones del puente sobre el río Nosara se aplicó la metodología sugerida por CALTRANS, la cual se detalla en los siguientes pasos:

i) Asumir una rigidez inicial: El Departamento de Transportes de California recomienda el siguiente valor para la rigidez longitudinal.

$$K_L = 200 \text{ kips/pulg por pie lineal de muro}$$

$$K_L = 11500 \text{ Ton/m por metro lineal de muro (Ec. 5.8)}$$

En el puente Nosara, ambos bastiones tienen un muro frontal de ancho efectivo 7.40 m, y evaluando en Ec 5.8 resulta $K_L = 85100 \text{ Ton/m}$.

La resistencia del suelo en la dirección transversal se debe a la acción de los muros laterales o aletones, ya que el muro frontal se considera inefectivo en esta dirección. Debido a su flexibilidad inherente, el procedimiento recomienda estimar su rigidez como 2/3 de la correspondiente a un muro frontal. Otra consideración es que los dos aletones en cada bastión no mobilizan el mismo volumen de relleno, y se estima que uno de los dos sólo es efectivo en un tercio.

Así, la rigidez transversal para cada bastión, cuyos aletones tienen un ancho efectivo de 1.50 m, es la siguiente.

$$K_T = 11500 \text{ Ton/m/m} \times (1.50 \text{ m}) \times (2/3) \times (1.33) = 15300 \text{ Ton/m}$$

ii) Realizar el Análisis Dinámico del puente - Usando las rigideces estimadas en el paso anterior se aplica el análisis al modelo completo del puente para obtener fuerzas y desplazamientos

iii) Revisión de la capacidad del suelo - Caltrans recomienda una capacidad última del suelo de 7.7 ksf (370 kPa) para materiales de rellenos típicos de California, los cuales son suelos arenosos con una velocidad de onda cortante cercana a 240 m/s. Como no se cuenta con datos acerca del tipo de relleno que se utilizó en los bastiones del puente sobre el río Nosara, se decidió adoptar las condiciones para California. En caso de que se conocieran las propiedades elásticas del material de relleno, podría aplicarse una relación más general desarrollada por Wilson (ref. 5.7) para calcular la rigidez longitudinal del bastión:

$$K_S = E_s / (1 - \nu^2) I \quad (\text{ Ec. 5.9})$$

Donde K , es la rigidez del suelo por unidad de deflexión por unidad de ancho de muro, ν y E , son el módulo de Poisson y el módulo de Young respectivamente del material de relleno. I es un factor de forma.

El valor de capacidad del suelo recomendado por Caltrans se obtuvo en pruebas hechas en la Universidad de California en Davis, para un muro de 2.4 m de altura y en suelo de tipo arenoso con valores de velocidad de onda cortante cercanos a 240 m/s . Si la altura efectiva es menor, la capacidad se reduce por un factor de $(h/8)^{1.2}$, donde h es la altura del muro en pies. Los bastiones del puente Nosara tienen muros cuya altura efectiva es de 1.60 m, por lo que la capacidad del relleno se reduce en un factor de 0.81

Una vez que se aplica el análisis con los valores de rigidez iniciales, se debe revisar que la capacidad del suelo no se exceda. La fuerza máxima sobre el bastión R se calcula usando el área efectiva del muro frontal:

$$R = 0.81 (370\,000 \text{ Pa}) (1.60 \text{ m}) (7.40 \text{ m}) = 3.55 \times 10^6 \text{ N} = 355 \text{ Ton}$$

Si los resultados señalan fuerzas que exceden la capacidad del suelo de relleno, el análisis debe repetirse reduciendo la rigidez longitudinal de los bastiones para simular la fluencia plástica del material de relleno y se itera hasta obtener un resultado satisfactorio . Siendo consistentes con el modelo "medio-medio" para los resortes longitudinales, la capacidad del suelo se revisa en cada bastión para un valor de 177,5 Ton.

Los bastiones del puente Nosara están apoyados en dos columnas de sección variable las cuales forman un marco rígido con la viga de asiento y se encargan de transmitir las cargas gravitacionales a las placas aisladas. Estas columnas se incluyeron en el modelo como si fueran pilotes, con sus cabeza empotradas al muro frontal y colocando en su base resortes equivalentes cuyas rigideces se detallan en la tabla 5.5, para tomar la rigidez aportada por las placas de fundación. Sin embargo, dado que tales columnas fueron coladas en sitio y no hincadas como pilotes, se decidió no considerar el confinamiento del suelo a lo largo de ellas.

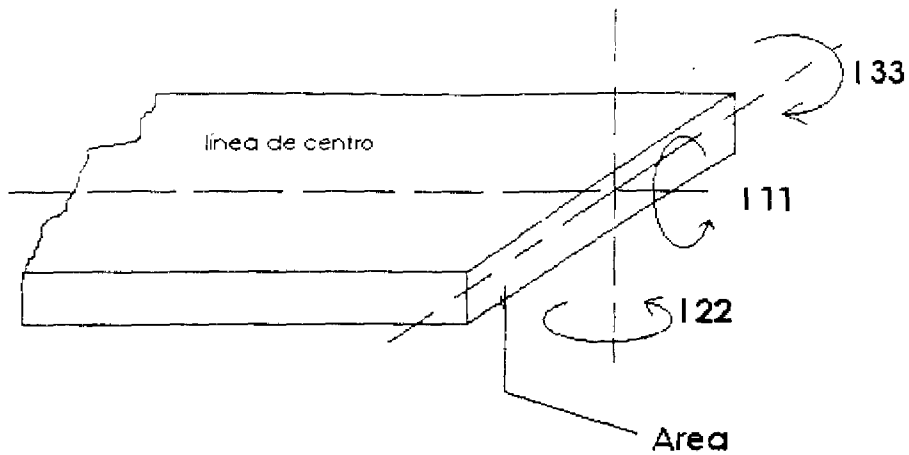


Figura 5.1 : Convención para las propiedades de sección de la superestructura.

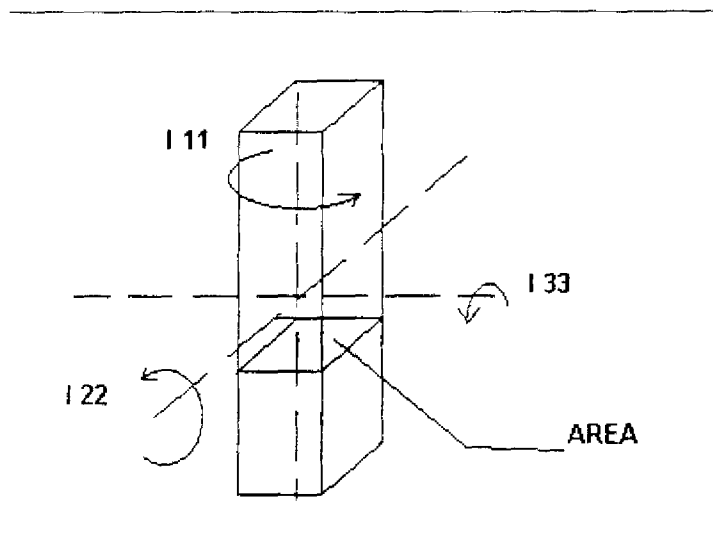


Figura 5.2 : Convención para las propiedades de sección de la columna.

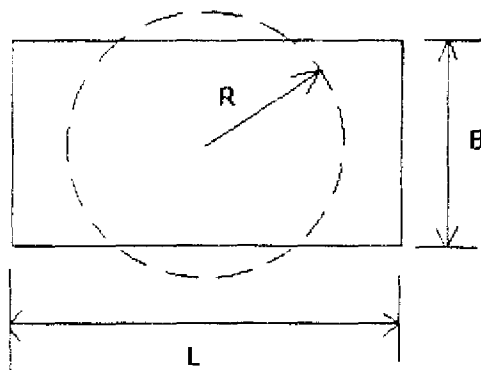
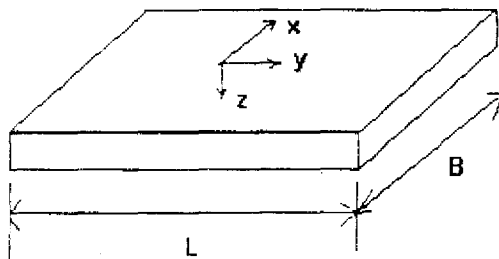
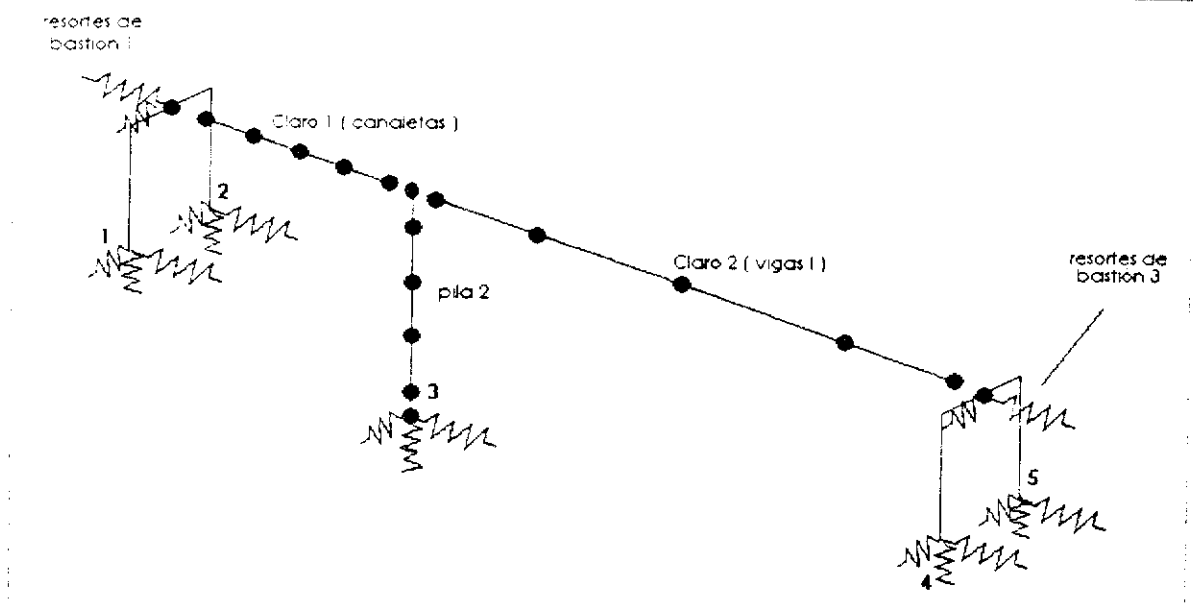
Cimentación circular equivalente**Cimentación rectangular**

Figura 5.3 : Radio equivalente para cimentaciones rectangulares.



Los puntos del 1 al 5 tienen cada uno un conjunto de 6 resortes equivalentes, tres traslacionales y tres rotacionales

Los puntos 1, 2, 4, 5 corresponden a la rigidez del sistema suelo-pilotes.

El punto 3 corresponde a la rigidez del suelo en la base de la pila

La numeración de claros, bastiones y pila es la asignada en el programa SEISAB

Figura 5.4 : Esquema del modelo discreto generado en SEISAB.