

DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO EN COLOMBIA

Mauricio Gallego¹

Abstract

Future necessity of implement several levels of design is established. The most important variables which defined the behavior of structures under seismic actions are identified and their influence in the structural behavior is analyzed in order to obtain the risk spectra associated to a specific seismic hazard and structural vulnerability. Thus the assessment of the seismic demand associated to any level of performance, which can be used either to design new structures or evaluate existent structures.

Palabras claves:

Desempeño, diseño sísmico, vulnerabilidad, riesgo, peligro sísmico.

1. INTRODUCCIÓN

Resulta útil iniciar diciendo que la práctica actual de diseño sísmico se realiza con un criterio primario de desempeño; es así, porque aunque busca los diferentes estados de funcionalidad estructural, solo lo intenta pronosticar mediante un solo escenario de diseño que resulta insuficiente.

Es bien conocida la tendencia mundial de incorporar nuevos criterios que permitan conocer con mayor precisión el comportamiento sísmico de las estructuras ante un evento determinado. Hoy en día es complicado a nivel de diseño conocer con precisión el nivel de daño esperado ante cualquier evento arbitrario; por ello, aun cuando las estructuras se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieren de reparación del daño no esperado. Lo anterior se comprobó con los sismos de México, Loma prieta, Northridge y Hyogoken-Nanbu (Kobe) entre otros, después de los cuales se aceleró la investigación en los llamados procedimientos de diseño sísmico por desempeño (DSD).

Las nuevas tendencias de diseño pretenden lograr estructuras con "comportamiento sísmico" predeterminado (nivel de comportamiento) con igual probabilidad de alcanzar un estado límite específico (desempeño objetivo), cuando se sometan a las solicitaciones sísmicas dadas por un espectro de diseño de peligro o riesgo uniforme asociado a cada nivel de funcionalidad. Lo anterior establece necesariamente varios escenarios de diseño y verificación, para los cuales debe existir la demanda asociada a una probabilidad de falla preestablecida. Lo que se pretende es establecer un procedimiento básico para la deducción del daño estructural espectralmente en términos de la demanda sísmica y la capacidad estructural conocida.

2. ANTECEDENTES

La mayoría de los reglamentos actuales de diseño sísmico, tienen como objetivo lograr estructuras con adecuados niveles de integridad y resistencia que eviten fallas con pérdidas materiales y humanas durante un sismo de gran intensidad. Desafortunadamente, la im-

¹ Estudiante de Magíster en Ingeniería.

posibilidad de conocer con precisión el nivel de daño esperado hace que aun cuando estas estructuras se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieren de reparación. Los nuevos procedimientos de diseño sísmico por desempeño (DSD) en desarrollo, de interés en el diseño de estructuras nuevas y en el reforzamiento de existentes, no solo están encaminados a predecir de una manera más clara el comportamiento, sino también a controlarlo, ante las diferentes intensidades sísmicas según sean las necesidades de diseño, (Poland y Hom, 1997).

El diseño sísmico actual de la norma de construcciones de Colombia NSR-98 plantea para estructuras convencionales un escenario único de diseño para el cual se requiere que la estructura proteja la vida de sus ocupantes; este esquema plantea un comportamiento no lineal de las edificaciones y admite un daño que se busca controlar, sobresimplificando el problema y desconociendo el comportamiento de las estructuras para cualquier otro movimiento que se presente; la filosofía de diseño entonces extrapola ese escenario y reconoce de antemano que para una demanda menor los daños serán menores; sin embargo, como se mencionó anteriormente, durante varios sismos pasados las estructuras han cumplido con su objetivo de preservar vidas, pero los daños y costos de reparación han sido dramáticos, aún en sismos menores al de diseño; esto impulsó a muchos grupos de investigación principalmente en Japón y Estados Unidos a la búsqueda de una "nueva filosofía de diseño" que permita predecir el daño de una mejor forma y establecer el comportamiento sísmico de las estructuras para cualquier demanda sísmica.

Las nuevas tendencias de diseño sismorresistente siguen el mismo principio de preservar vidas mencionado anteriormente, pero buscan llegar a construcciones con un comportamiento dinámico predecible para cualquier demanda que llegue a solicitarla. Básicamente lo nuevo de la idea es diseñar para varios estados de servicio asociados a sus respectivas demandas. Según Fajfar (1998) las nuevas tendencias de diseño por desempeño no son un concepto nuevo. Versiones simplificadas de este hacen parte de los procedimientos actuales de diseño en muchos países del mundo, incluyendo Colombia; el diseño por desempeño corresponde a una extensión, generalización, formalización y cuantificación del diseño a estado límite de la práctica actual. De hecho, en el capítulo de estructuras vitales de la norma colombiana (NSR-98) ya se plantea un método de diseño y verificación para dos estados de comportamiento. Entre las principales iniciativas que propusieron la divulgación de estos procedimientos, se encuentran los informes Vision 2000, FEMA-273 y 274, NEHRP y ATC-33 y 40 entre otros.

Ejemplo de los niveles de desempeño que hasta ahora se han considerado se encuentran en las recomendaciones emitidas por la SEAOC (1995) (Structural Engineering Association of California), a través de su reporte "Vision 2000". En la figura 1 se presentan los objetivos de comportamiento propuestos, relacionados con los niveles de desempeño sísmico y las diferentes intensidades sísmicas, denominadas niveles de demanda sísmica. En esta figura, cada una de las líneas diagonales representa un objetivo de desempeño, el eje vertical representa las intensidades sísmicas, mientras que el eje horizontal muestra los diferentes niveles de funcionalidad.

El presente artículo pretende determinar este tipo de matrices para condiciones de peligro en Colombia. Cabe hacer notar que los objetivos de comportamiento recomendados por "Vision 2000", son un refinamiento de los objetivos de la mayoría de los reglamentos actuales que no reflejan necesariamente las necesidades de cada región.

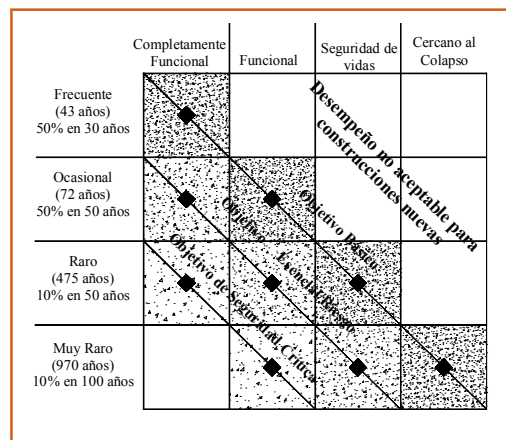


Figura 1: Objetivos de desempeño. Vision 2000 (1995).

La figura 1 representa una propuesta que como se mencionó no necesariamente es útil para el problema de diseño sísmico en Colombia.

En el territorio, se ha usado para fines de diseño un período de retorno de 475 años; el cual se encuentra asociado a una probabilidad de excedencia de 10% en una vida útil para estructuras civiles de 50 años. No existen bases para afirmar que dicho período de retorno es el apropiado; de hecho este período de retorno fue tomado directamente de estudios norteamericanos para el área de California que no reflejan la realidad sismotectónica de Colombia; por ejemplo, el diseñar para período de retorno de 475 años en México conllevaría a estructuras incosteables, por ello en México se usan tan

solo 150 años de periodo de retorno, ya que para este caso los espectros requieren condiciones de resistencia y rigidez costeadas por parte de la sociedad.

Además en la figura 1 no resulta claro el concepto de un sismo ocasional o el de un sismo muy raro; por ejemplo, para las personas que habitan en Japón o México un sismo ocasional puede ser el que se presenta cada año como suele suceder en estos lugares; sin embargo, un habitante de Brasil que se encuentre de visita en uno de estos países experimentara el evento como algo extraordinario, lo mismo sucede con las estructuras; y es que estas definiciones dependen directamente del peligro sísmico de un sitio particular como nos proponemos definir a continuación.

En lo que respecta a demanda sísmica, tal vez un aspecto "nuevo" de las nuevas tendencias de diseño sismorresistente es la incorporación de la intensidad en términos de cantidades diferentes a la aceleración; por ejemplo: el diseño basado en desplazamientos y controlado por deformaciones desarrollado por Priestley (1993) y Moehle (1992), el diseño basado en energía y controlado por daño acumulado planteado desde los 50 por Housner y completado por Krawinkler (1997) y el diseño por capacidad ideado desde los 70 por Freeman.

Una falla de los actuales reglamentos de construcciones, constituye el hecho de tratar el problema de la demanda sísmica, esto es, espectros de diseño de forma probabilista; por el contrario, la estimación de la respuesta estructural, el control de daño y las posibles pérdidas los aborda determinísticamente; normalmente se verifican las condiciones de servicio mediante el chequeo de las distorsiones de entrepiso; debido a esta incompatibilidad en muchas ocasiones los daños resultan ser diferentes a los esperados. Es por ello que en este trabajo pretendemos mostrar la estimación de las pérdidas de forma igualmente probabilística.

PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico en un sitio depende principalmente de tres factores: la sismicidad de las fuentes sísmicas que pueden afectarlo, la distancia entre dichas fuentes y el sitio, y por último los efectos de la geología local. La sismicidad se refiere a la descripción probabilística de la frecuencia con la que ocurren sismos de diferentes magnitudes en cada fuente. Para una fuente y magnitud dada es posible estimar la intensidad del movimiento a cualquier distancia por medio de leyes de atenuación, las cuales toman en cuenta la disminución de dicha intensidad con el incremento en la distancia al epicentro o a la zona de ruptura. Finalmente el movimiento sísmico

puede verse afectado por las condiciones locales del sitio. Este efecto es particularmente importante en el caso de depósitos de suelo blando, los cuales producen modificaciones muy importantes en la amplitud, contenidos de frecuencia y duración del movimiento sísmico.

Existen avances significativos en la estimación del peligro sísmico en Colombia; hoy en día existen leyes de atenuación de espectros de amplitudes de Fourier (EAF) (Gallego, 2000) para los diferentes mecanismos focales en el territorio que han permitido derivar de una forma más confiable el peligro en un sitio particular, inclusive teniendo en cuenta efectos locales de suelo; por ello en este artículo se usará para fines de ejemplo el sitio N44 del estudio de microzonificación sísmica de Santa Fé de Bogotá (MZSB, 1997), lugar cuyo peligro fue evaluado en Gallego (2000) con detalle. Los espectros de peligro uniforme del sitio se muestran en la figura 2, donde además se muestra la comparación con el estudio MZSB (1997) para el mismo periodo de retorno.

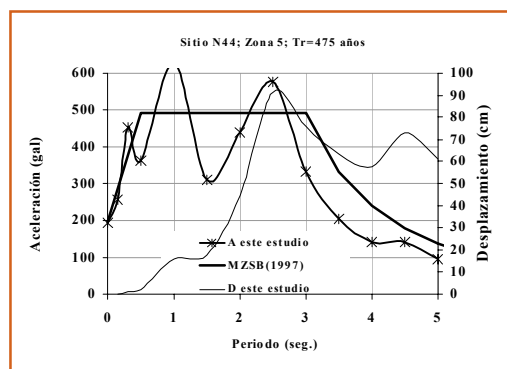


Figura 2: Espectro de peligro uniforme del sitio N44 de Santa Fé de Bogotá

RIESGO SÍSMICO.

Para definir el riesgo sísmico es necesario además del peligro sísmico definir la vulnerabilidad estructural en términos de algún tipo de parámetro.

La vulnerabilidad de una estructura es la relación entre la intensidad del movimiento sísmico y el nivel de daño. Los parámetros que se utilizan para calcular el nivel de daño en una estructura son: la distorsión de entrepiso y la energía inducida al sistema durante los eventos.

Este estudio considera el daño a partir del índice de daño de Park y Ang (1985) modificado por Kunnath et al. (1990), el cual consiste en una combinación lineal de

la deformación y la energía normalizada de la siguiente forma:

$$ID = \frac{x_i - x_y}{x_u - x_y} + \beta_0 \frac{E_h/m}{f_u x_u} \quad (1)$$

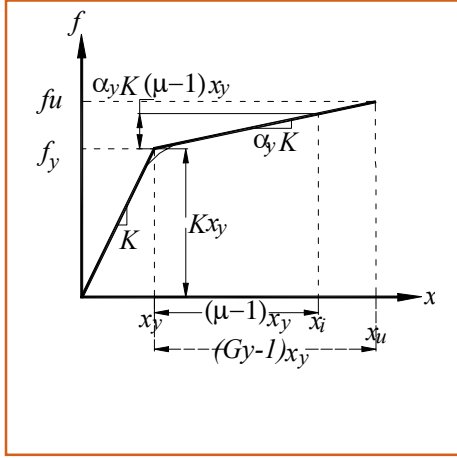


Figura 3: Comportamiento mecánico de estructuras equivalentes de este estudio

El comportamiento mecánico de los sistemas equivalentes que se trabajarán en este artículo se representa en la figura 3, donde es posible observar el comportamiento bilineal de las estructuras; en este caso existe una demanda de ductilidad μ , y una capacidad dúctil, G_y , que relaciona los desplazamientos inelásticos últimos y los de fluencia. Además existe una rigidez de postfluencia α_y ; cuando la anterior toma valor cero el sistema se transforma en un sistema elastoplástico perfecto. En este estudio se proponen los parámetros mecánicos tales como resistencia, rigideces y capacidad dúctil para cada período estructural en la búsqueda de la construcción de espectros de índice de daño de sistemas equivalentes de un grado de libertad con vulnerabilidad conocida.

μ , es la demanda de ductilidad que se desarrolla en una estructura de capacidad conocida para un sismo con una intensidad de período de retorno conocido definida como x_i/x_y . μ , es una cantidad que se encuentra a partir de la demanda sísmica y la capacidad disponible de la estructura es decir la demanda de ductilidad es una consecuencia entre la capacidad y la demanda; mientras que la capacidad dúctil es una propiedad por completo de la estructura.

El proceso inicia definiendo la vulnerabilidad mediante las rigideces (período inicial y de posfluencia), resis-

cia, f_y y capacidad dúctil, G_y de un sistema equivalente de un grado de libertad, con lo que el desplazamiento de fluencia x_y , se representa por medio de:

$$x_y = \frac{f_y}{K} \text{ o también } x_y = \frac{f_y T^2}{m 4\pi^2} \quad (2)$$

por otro lado la demanda sísmica evaluada en términos de pseudoaceleración (Sa), permite encontrar el desplazamiento elástico x_e así:

$$x_e = \frac{Sa}{\omega^2} \quad (3)$$

Conocida la demanda sísmica por ejemplo en pseudoaceleración (Sa) y la capacidad estructural en términos de f_y , es posible encontrar el factor de reducción de resistencia a partir de:

$$R(\mu) = \frac{Sa * m}{f_y} \quad (4)$$

$R(\mu)$, es el factor de reducción, definido como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica entre la demanda de resistencia lateral inelástica asociada a una demanda de ductilidad prescrita; en este trabajo la extensión al caso bilineal del factor de reducción de Ordaz y Pérez Rocha (1998) tiene la forma:

$$R(\mu) = 1 + \alpha_y (\mu - 1) + \left(\frac{x_e}{x_{\max}} \right)^{\beta_5} (\mu - 1 - \alpha_y (\mu - 1)) \quad (5)$$

donde $\longrightarrow \beta_5 = 0.388(\mu - 1)^{0.173} (\alpha_y \mu + 1)$

Conocido $R(\mu)$, x_e y $x_{\max}$, es posible en la ecuación 5 mediante iteraciones sucesivas determinar la demanda de ductilidad μ , para la demanda sísmica y resistencia estructural en cuestión.

Una vez obtenida la demanda máxima de ductilidad mediante el proceso descrito anteriormente, es posible encontrar el desplazamiento inelástico máximo x_i , que está definido como el desplazamiento máximo inelástico de la estructura para estructuras que se suponen trabajan fundamentalmente en el primer modo de vibración mediante (Miranda, 1997):

$$x_i = \frac{\mu}{R_\mu} \beta_1 \beta_4 x_e \quad (6)$$

β_1 , es un factor de amplificación que permite la estimación de desplazamiento lateral máximo en el nivel superior de la estructura, considerando comportamiento li-

neal elástico, a partir del desplazamiento espectral.

β_4 , es el cociente de la distorsión máxima de entrepiso y la distorsión global de la estructura, en una estructura con comportamiento elástico lineal, y entre la relación de la distorsión máxima de entrepiso y la distorsión global de la estructura en una estructura con comportamiento inelástico; los detalles al respecto pueden consultarse en Miranda (1997).

El desplazamiento último de colapso se define a partir de la capacidad dúctil y el desplazamiento de fluencia x_y evaluado para una resistencia y período a partir de:

$$x_u = G_y x_y \quad (7)$$

además en los casos de sistemas bilineales las estructuras incrementan su resistencia a partir de la de fluencia dependiendo de la rigidez de postfluencia α_y , (figura 3). En estos casos la resistencia última f_u , se describe por:

$$f_u = f_y (1 + \alpha_y \mu) \quad (8)$$

En la ecuación 1, $E_{h/m}$, es la energía histerética disipada por unidad de masa para sistemas bilineales de período conocido, definida mediante el número de excursiones inelásticas del sistema, como la suma de las $(E_{h/mi} = 1/(E_{h/mi} = 1/2F_y(2 + \alpha_y \mu)(x_i - x_y))$ i-ésimas energías de las i-ésimas excursiones con desplazamiento alcanzado x_i :

$$E_{h/m} = F_y \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} (2 + \alpha_y \mu) (x_i - x_y) \quad (9)$$

n , es el número de excursiones inelásticas; que después de algunas consideraciones algebraicas y de tomar valores esperados la anterior expresión se transforma en:

$$E_{h/m} = \frac{1}{2} E(n) F_y E(\kappa) (2 + \alpha_y \mu) x_y (\mu - 1) \quad (10)$$

El número esperado de excursiones de acuerdo con Vanmarcke (1976) se puede definir mediante:

$$E(n) = N e^{-r^2/2} \quad (11)$$

donde N es el número máximo de valores extremos definido a partir de la teoría de vibraciones aleatorias (TVA) por:

$$N = \frac{T_d}{\pi} \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad (12)$$

T_d es la duración de la fase intensa de los movimientos, y m_0 y m_2 son los momentos estadísticos de orden 0 y 2

del *EAF* de desplazamiento definido mediante teoría sísmológica del espectro radiado. El término r de la ecuación 11, se define como la relación entre el desplazamiento el desplazamiento de fluencia x_y y el desplazamiento cuadrático medio, x_{cm} ($r = x_y/x_{cm}$) definido mediante la TVA mediante:

$$x_{cm} = \sqrt{\frac{m_0}{T_d}} \quad (13)$$

El valor esperado de k de la ecuación 10, es la relación entre los desplazamientos medios y los desplazamientos máximos. Si la distribución del comportamiento del desplazamiento se asume exponencial, se puede concluir (Vanmarcke, 1976; Karnopp and Scharon, 1965) que:

$$E(\kappa) = \frac{1}{\psi(n)} \quad (14)$$

donde $\psi(n)$ es la función digamma (Davis, 1964), la cual para valores enteros de n se puede calcular con la siguiente serie:

$$\psi(1+n) = -\gamma + \sum_{y=1}^{\infty} \frac{n}{n(n+y)} \quad (15)$$

En la ecuación 1, β_0 , representa el efecto de la carga cíclica en el daño estructural; para fines de este artículo se usará un valor de $\beta_0 = 0.15$, el cual se ha podido verificar con estudios experimentales como buen indicativo en las estructuras de concreto armado realizadas con reglamentos similares al *ACI*. Con respecto a la escala del daño para la medida de vulnerabilidad usada se reconoce: daño insignificante, $ID \leq 0.15$, daño menor, $0.15 < ID \leq 0.3$, daño significativo reparable, $0.3 < ID \leq 0.5$, daño no reparable, $0.5 < ID < 1$; colapso, $ID \geq 1.0$.

Contando con los *EAF* de cada sitio de estratigrafía conocida, es posible generar los valores máximos esperados de los *EAF* tal y como se describió en Gallego (2000) como leyes de atenuación de diferentes intensidades; por otro lado se asumen las resistencias, rigideces y capacidades dúctiles estructurales; el índice de daño para cada magnitud y distancia es evaluado como se indicó anteriormente, con lo que es posible, como se ha mencionado al repetir el proceso para cada magnitud, distancia epicentral, período y mecanismo focal; encontrar leyes de atenuación espectrales de índice de daño sobre sitios de estratigrafía particular para estructuras de comportamiento conocido. Es útil mencionar que las leyes de atenuación de índice de daño, son tam-

bién relaciones de vulnerabilidad, pero ya no para una distorsión o intensidad sísmica, sino para diferentes combinaciones de magnitud, distancia y tipo de suelo. La continuidad que presenta el procedimiento con respecto a los procedimientos de evaluación de peligro permite obtener leyes de atenuación espectrales de índice de daño inclusive con las condiciones locales del subsuelo presentes. La figura 4 muestra las leyes de atenuación de índice de daño del sitio N44 para estructuras con periodo de 1 seg., $f_y=0.2w$, con una capacidad dúctil de $G_y=4$.

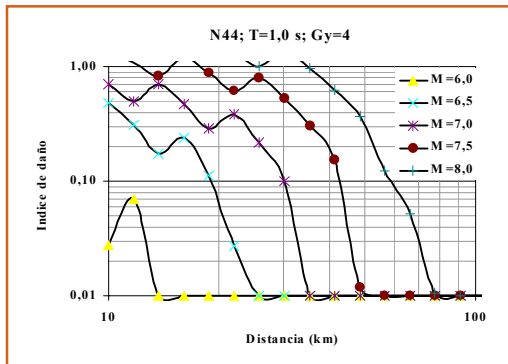


Figura 4: Leyes de atenuación de ID para $T=1.0$ seg. en N44 con $G_y=4$ y $f_y=0.2w$

La sismicidad de las fuentes ha sido descrita con detalle en estudios pasados y se usará intacta en lo que sigue; el riesgo sísmico puede calcularse considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura. El riesgo sísmico se evalúa con las leyes de atenuación de ID y la sismicidad de las fuentes del país.

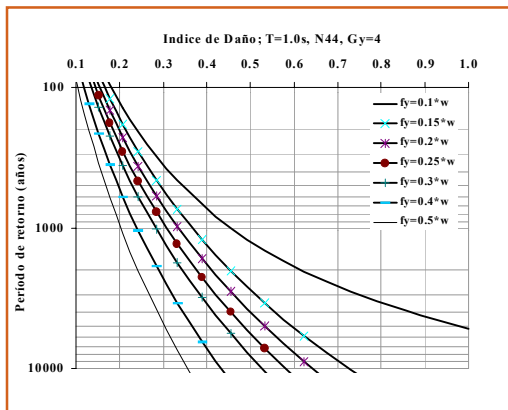


Figura 5: Tasas de excedencia de ID para leyes de atenuación de la fig. 4 y sismicidad de la región.

Al realizar el proceso es posible encontrar las tasas de excedencia del índice de daño en el sitio N44 y para la estructura de periodo, resistencia y capacidad dúctil que se requiera, como se observa en la figura 5

la figura precedente presenta sustento válido y consistente para la evaluación del desempeño estructural no sólo de estructuras existentes sino también de nuevos diseños; por ejemplo, para el caso de evaluación de con un análisis de empujón es posible identificar la curva correspondiente y verificar sus diferentes estados de funcionalidad (obviamente es necesario establecer una relación entre índice de daño y funcionalidad) contra el periodo de retorno asociado a cada uno de ellos. Para el caso de diseño es posible seleccionar de antemano las variables y el diseñador podrá verificar las condiciones de riesgo para las que está diseñando su estructura.

La figura 5 es análoga a la figura 1; pero en este caso los estados de funcionalidad se representan mediante el índice de daño; aquí se muestra como existe una matriz de funcionalidad diferente para cada estructura de periodo, capacidad dúctil, resistencia y ubicación conocida. Por ello como se mencionó la figura 1 no necesariamente refleja la realidad de los diseños por desempeño.

Hay 3 preguntas que nuestras sociedades siempre pueden contestar, la primera es ¿cuánto está dispuesto a pagar?, la segunda es ¿cuánto está dispuesto a perder? Y la tercera ¿cada cuánto tiempo?; el valor de las estructuras se define mediante su rigidez, resistencia y capacidad dúctil; la figura anterior, puede ser adaptada a este esquema de preguntas y mostrar en sus ejes las variables de resistencia e índice de daño (costo-pérdida); obviamente para el caso la consecuencia son curvas de igual periodo de retorno (isorecurrencias).

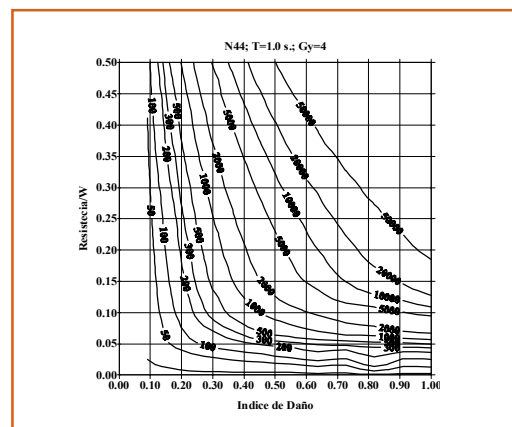


Figura 6: diagrama de isorecurrencias para la figura 5.

Bajo este planteamiento es posible encontrar el sitio para un costo definido mediante G_y , F_y y T y la pérdida, ID , la intersección otorga el período de retorno para la combinación; el diseñador entonces responderá a la propuesta con un pronóstico de tiempo que deberá cumplir con ciertos requisitos mínimos. En este planteamiento el período de retorno resulta ser una consecuencia y muestra claramente el riesgo; para el caso, el objetivo puede ser el diseño controlado directamente por el daño. La figura 6 muestra el diagrama de isorrecurrencias para el mismo caso de la figura 5.

CONCLUSIONES

Se presentaron bases técnicas para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras por diseñar y evaluar; el método permite la deducción de los principales factores que influyen en la deducción del riesgo sísmico de estructuras de vulnerabilidad conocida.

Se mostró como es necesario evaluar el riesgo sísmico consistentemente para poder implantar diseños por desempeño en Colombia, y que el implantar recomendaciones de otros países en muchos casos no necesariamente es correcto.

REFERENCIAS

- Davis, P.J. (1964). "Gamma function and related functions", in Handbook of Mathematical Functions,
- Fajfar, P. (1998) "Trends in seismic design and performance evaluation approaches", *Proceedings of the eleventh European conference on earthquake engineering*; Balkema, Rotterdam
- Gallego, M. (2000) "Estimación de riesgo sísmico en la República de Colombia" Tesis UNAM; M. I.
- Karnopp, D. and Scharon, D. (1965). "Plastic deformation in random vibration", Journal of the Acoustical Society of America 39, No. 6, 1154-1161.
- Krawinkler, H. (1997) "Research issues in performance based seismic engineering" en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "*Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*" Memorias de International Conference at Bled, Slovenia. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- Kunnath SK, Reinhorn A. M., Park Y. J., (1990) "Analytical model for reinforced concrete structures", *Journal of Struct. Engng.* (ASCE); 116(4):996-1017
- Miranda, E. (1997), "Estimation of Maximum Intersitory Drift Demands in Displacement-Based Design," *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, H. Krawinkler and P. Fajfar editor, Balkema.
- Moehle, J.P., "Displacement-Based Seismic Design Criteria," , "*Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, June 1996.
- Ordaz, M. y Pérez R., L. E. (1998), Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic system: a new approach, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 27, 889-901.
- Park, Y. J. Ang, A. H. S. (1985) "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings" *ASCE J. Struct. Engng.* 111(4), 722-739.
- Poland, C. y Hom, D. (1997) "Opportunities and Pitfalls of Performance Based Seismic Engineering" en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "*Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*"
- Priestley, M.J.N. (1993), "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering - Conflicts between Design and Reality.", *Memories of Tom Paulay Symposium*
- Priestley, M.J.N. (1997), "Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1 No. 1, pp. 157-192.
- SEAOC (1995) "Vision 2000" - "Performance Based Seismic Engineering of Buildings" Sacramento California.
- Sozen, M.A., "Drift-Driven Design for Earthquake Resistance of Reinforced Concrete," *Proc. EERC-CUREe Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero*, Berkeley, California, January, 1997.
- Vanmarcke, E.H. (1976). "Structural Response to Earthquakes", in Seismic Risk and Engineering Decisions, C. Lomnitz and E. Rosenblueth, editors, Elsevier Publishing