



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**FACTORES REDUCTIVOS POR SOBRE-RESISTENCIA
Y COMPORTAMIENTO NO LINEAL PARA DISEÑO
SISMICO BASADO EN CONFIABILIDAD**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS
P R E S E N T A :

VICTOR SIMON VARGAS ORTEGA

TUTOR:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

MEXICO D.F., DICIEMBRE 2008

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dra. Ruiz Gómez Sonia Elda
Secretario:	Dr. Díaz López Orlando Javier
Vocal:	Dr. Esteva Maraboto Luis
1 ^{er} . Suplente:	Dr. Escobar Sánchez José Alberto
2 ^{do} . Suplente:	Dr. García Pérez Jaime

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

Este trabajo se lo dedico con todo mi cariño a la profesora Rosa María Ortega de Vargas que ha sido padre-madre; que con su ejemplo me ha enseñado a luchar y ser fuerte en las adversidades.
gracias mamá

Al Sr. Clemente Victor Vargas Montoya por ser mi ángel de la guarda.

A mis hermanos por su gran apoyo en cada momento.

A mis sobrinos Monserrat, Osvaldo y Fatima por enseñarme que existen los milagros cuando se tiene fé.

A mis padrinos Tito Carlos y Martha por estar presentes cuando más los necesitaba.

A mis padrinos Salvador (†) y Margarita por su incondicional cariño.

Quiero agradecer de forma muy especial al Lic. Rafael Guerra, Lic. Jorge González y Lic. Monserrat Sagarra ya que sin su apoyo y conocimientos no podría seguir soñando.

A la Sra. Jovita por su apoyo en todo momento.

Agradezco:

A Dios por darme el ser, una familia y las fuerzas para lograr mis metas.

Al Dr. Luis Esteva Maraboto, por quermme en este proyecto compartiendo sus conocimientos y su tiempo.

Al honorable jurado por su disposición, comentarios y observaciones : Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez,
Dr. Orlando Díaz López, Dr. José Alberto Escobar Sánchez y Dr. Jaime García Pérez.

Al Dr. Jorge Alamilla por brindarme su amistad y apoyo al inicio de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por el apoyo económico que me otorgó para la realización
de mis estudios de Maestría.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por permitirme utilizar sus instalaciones para la realización de
este trabajo de tesis.

A Mabel Mendoza por su gran afecto y apoyo desinteresado.

A mis profesores de la licenciatura:
Inq. Gabriel Gallo , Inq. Carlos Maqdaleno y al Inq. José Luis Flores
por sus enseñanzas y apoyo para continuar este camino.

A mis amigos y compañeros los cuales me brindaron su amistad y ayuda:
Martín, Ignacio, Edgar D., Juan Pablo, Jorge Arturo, Carlos, Armando,
Edgar R., Octavio, Martha, Berta, Laura, Roberto, Eduardo, Oscar, Arturo, Carlos, Alma, Jessica, José Luis
y aquellos cuyos nombres no recuerdo.

CONTENIDO

<i>RESUMEN</i>	<i>i</i>
<i>CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN</i>	
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo	1
1.3 Alcance	2
1.4 Organización del trabajo	2
<i>CAPITULO 2 CONCEPTOS BÁSICOS</i>	
2.1 Diseño sísmico basado en desempeño	4
2.2 Factores reductivos por comportamiento no lineal (Q') y de sobre-resistencia (R).	5
2.3 Confiabilidad	6
2.4 Valores	7
2.5 Simulación de estructuras	8
2.6 Modelo histerético	8
2.7 Reglas del modelo de comportamiento histerético	9
2.8 Intensidad sísmica	10
2.9 Análisis no lineal	11
2.10 Uso de sistemas simplificados de referencia SSR	11
<i>CAPITULO 3 CASOS ESTUDIADOS</i>	
3.1 Estructuras convencionales analizadas	13
3.2 Interacción suelo estructura ISE	19
3.3 Análisis de empuje lateral pseudo-estático	20
3.4 Análisis no lineal paso a paso del MD con ISE	26
3.5 Análisis no lineal paso a paso del SSR con ISE	26
3.6 Determinación de los factores de transformación de las respuestas	33
3.7 Cálculo del factor de sobre-resistencia	43
3.8 Cálculo de la demanda de ductilidad del SSR con sobre-resistencia	44
3.9 Cálculo de la demanda de ductilidad del SSR sin sobre-resistencia	48
<i>CAPITULO 4 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD</i>	
4.1 Metodología para evaluar la confiabilidad	54
4.2 Obtención del índice de confiabilidad β con respecto a la capacidad de deformación según las NTC DS 2004	70
4.3 Influencia del factor reductivo por comportamiento no lineal (Q') y del de sobre-resistencia (R)	85
4.4 Obtención del índice de confiabilidad β para el sismo de 1985	87
4.5 Confiabilidades implícitas en las NTC DS 2004	93
<i>CAPITULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	
5.1 Conclusiones	1018

5.2	Recomendaciones	102
<i>REFERENCIAS</i>		103
<i>APÉNDICES</i>		
A.1	Incertidumbres consideradas para la simulación.	106
A.2	Relaciones entre propiedades y respuesta del SSR y el MD	108
A.3	Obtención de masas para el análisis de empuje lateral pseudo-estático	110
A.4	Características de la cimentación y propiedades del suelo	111
A.5	Aportación de la ISE a la respuesta del análisis de empuje lateral pseudo-estático	113
A.6	Estimación de la distorsión global por medio del SSR que incluye el efecto de ISE	115

RESUMEN

En esta tesis se estudian estructuras de edificios de marcos de concreto reforzado desplantados sobre terreno blando en la ciudad de México. Se trata de evaluar la influencia de la forma de variación de la rigidez y la resistencia lateral a lo largo de la altura de dichos sistemas sobre los factores de transformación de respuestas estimadas mediante sistemas simplificados de referencia; así como sobre las funciones de confiabilidad sísmica; estas últimas dependen de los factores reductivos por sobre-resistencia y por comportamiento no lineal.

Las funciones de confiabilidad son obtenidas mediante el factor de seguridad calculado a partir de la capacidad última de deformación lateral obtenida con un análisis de empuje lateral pseudo-estático y la respuesta máxima obtenida con el análisis no lineal paso a paso. Ambos análisis corresponden al sistema detallado (MD), empleando registros de intensidades obtenidos por la metodología propuesta por Esteva e Ismael (2006)

Se estudian como ejemplos ilustrativos cuatro grupos de edificios de doce niveles diseñados de acuerdo con las NTC DS 2004; en cada grupo se encuentran tres estructuras con coeficientes sísmicos de 0.7, 1.0 y 1.3 veces el propuesto por las NTC DS 2004.

ABSTRACT

A study is presented of several reinforced concrete frame buildings founded on soft soil in Mexico City. It is intended to evaluate the influence of the form of the a long-height variation of lateral stiffness and strength of the mentioned systems on the response-transformation factors estimated with the aid of simplified reference-systems, as well as on the seismic reliability functions; the latter depend also on the reduction factors associated with over-strength and nonlinear behavior

The reliability functions are obtained from a safety factor obtained in terms of the ultimate lateral deformation capacity using both a pseudo-static lateral analysis and the maximum response from a nonlinear step-by-step analysis. Both analyses correspond to the detailed system (MD), and employ intensity records generated in accordance with the methodology proposed by Esteva and Ismael (2006).

A case study that includes four groups of twelve-story buildings designed according to the NTC DS 2004 was developed. Each group contains three structures with 0.7, 1.0 and 1.3 times the seismic coefficient proposed by the NTC DS 2004.

1 INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

El establecimiento de criterios para realizar un análisis sísmico basado en confiabilidad y niveles de desempeño requiere de información relacionada con el probable comportamiento y respuesta de los sistemas diseñados bajo acciones sísmicas de diferentes intensidades que actuarán en cualquier instante durante la vida útil de la estructura.

Para su aplicación en la práctica de la ingeniería, los niveles de desempeño necesitan expresarse en términos de indicadores cuantitativos de la relación entre amplitud probable de la respuesta estructural y la correspondiente capacidad del sistema para evitar la ocurrencia de cada modo de falla.

El gran número de incertidumbres que afectan a nuestro conocimiento sobre las propiedades mecánicas de los sistemas estructurales, así como sobre las intensidades y tiempos de ocurrencia de los movimientos que pueden afectar sobre ellos, crean la necesidad de basar las normas de diseño en estudios sobre la probabilidad de falla y sobre los niveles esperados de desempeño ante temblores de intensidades asociadas a diversos periodos de recurrencia. Los resultados de tales estudios deben transformarse en criterios y normas de diseño fáciles de aplicar, eficientes, que representen un equilibrio entre simplicidad y capacidad para asegurar los niveles de desempeño y confiabilidad que se establezcan como metas.

Las resistencias laterales de los sistemas estructurales resultantes son mayores que los que corresponden al valor del coeficiente de cortante en la base empleado para el diseño sísmico. Esta sobre-resistencia resulta de los siguientes conceptos:

- a) Diferencias entre las secciones requeridas para satisfacer las condiciones de diseño y las que se adoptan en el proyecto, de acuerdo con las condiciones de disponibilidad en el mercado, o con la conveniencia de lograr uniformidad en algunas partes de la construcción.
- b) Capacidad lateral resistente inicial proporcionada por los miembros diseñados para resistir cargas verticales.
- c) Diferencia entre los valores esperados o más probables de cargas, resistencias y rigideces, y los valores nominales, más conservadores, supuestos para el diseño.

Las normas actuales prescriben factores de reducción de las ordenadas de los espectros de respuesta lineal que intentan tomar en cuenta el amortiguamiento, la capacidad de disipación de energía asociada con la respuesta no lineal, además de sobre-resistencia.

Para fines de determinar los factores reductivos que hay que aplicar a los espectros de respuesta lineal de los sistemas diseñados, es importante por una parte, conocer los factores de sobre-resistencia que resultan para distintos tipo de sistemas y arreglos estructurales y, por otra, la reducción que puede aplicarse a los espectros en cuestión para tomar en cuenta la capacidad de disipación de energía por comportamiento no lineal, de manera de lograr los niveles de capacidad adecuados.

1.2 Objetivos

Determinar los factores de sobre resistencia de algunos sistemas estructurales de concreto reforzado desplantados sobre terreno blando, característico de la zona III de la ciudad de México.

Obtener las funciones de confiabilidad en términos de las intensidades sísmica, normalizadas con respecto a los valores de diseño o a las correspondientes capacidades estructurales.

1.3 Alcance

Se considera en este trabajo que las estructuras son:

- Regulares (*R*) en planta y elevación, por lo que se consideró un factor de comportamiento sísmico (*Q*) de 4.0 para fines de diseño.
- Irregulares (*I*) debido a que la relación de su altura a la dimensión menor de su base es mayor a 2.5, por lo que el factor de comportamiento sísmico de 4.0 se afectará tal como lo indica la NTC DS 2004.

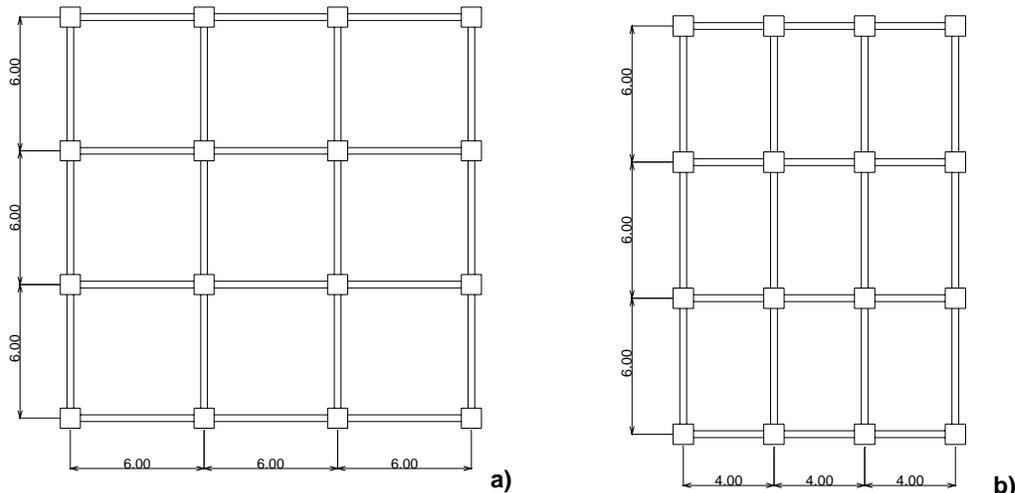


Figura 1.1 Vista en planta de los modelos: a) regular en planta y elevación; b) irregular debido a la relación de su altura con la dimensión menor de la base

Se considera el modelo histerético y de daño de Campos y Esteva (1997), para estimar la respuesta no lineal y la capacidad de deformación para los casos de estudio, el cual está incluido en el programa DRAIN-2D (Powell 1973).

Se utiliza la distorsión lateral como índice de desempeño de la estructuras.

El análisis de confiabilidad se evalúa en términos de la respuesta del sistema simplificado de referencia (SSR), tomando en cuenta los factores de incertidumbre asociados al empleo de los SSR.

Como demanda sísmica se seleccionaron de forma aleatoria 50 sismos simulados con el método híbrido propuesto por Esteva e Ismael (2006), los cuales se escalaron a intensidades suficientemente elevadas para generar respuestas estructurales en el intervalo no lineal.

1.4 Organización del trabajo

En esta tesis se presenta la formulación para obtener los factores reductivos por sobre-resistencia y comportamiento no lineal para diseño sísmico basado en confiabilidad de estructuras de concreto reforzado desplantados en la ciudad de México en terreno de alta compresibilidad.

Por ello, esta tesis está dividida en 5 capítulos, incluyendo éste. En el segundo capítulo se presenta de manera breve los antecedentes que dan origen a esta investigación, así como, la metodología empleada para obtener los registros de las intensidades sísmicas que se utilizaron para el análisis no lineal paso a paso y de la metodología propuesta por Alamilla (2001) para obtener estructuras simuladas.

En el tercer capítulo se describen las estructuras empleadas para realizar este trabajo de tesis y cómo se tomó en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura para los análisis: de empuje lateral pseudo-estático y el no lineal paso a paso, por lo que se calcularon los momento curvatura ($M - \varphi$) de las secciones de los elementos de dichas estructuras, con valores nominales y medios de las resistencias del concreto y del acero, así como de la carga viva. Cada uno de los análisis antes mencionados, se realizó con el programa DRAIN-2D (Powell 1973), con el modelo de degradación de rigidez y resistencia propuesto por Campos y Esteva (1997). Se obtiene el factor de sobre-resistencia para cada sistema estructural mediante el cociente del coeficiente de diseño sísmico obtenido con su respectivo sistema simplificado de referencia (SSR) entre el coeficiente sísmico de diseño con el cual fueron diseñadas inicialmente cada sistema estructural.

En el cuarto capítulo se comparan las capacidades últimas de deformación lateral, obtenidas del análisis de empuje lateral pseudos-estático con las deformaciones permisibles de la tabla A.1 de las NTC DS 2004 y se calculan las funciones de confiabilidad mediante el criterio de capacidad de deformación con los resultados obtenidos del capítulo anterior. Dichas funciones se presentan en función de la ordenada espectral expresada como función de la intensidad medida por la ordenada del espectro lineal de pseudo-aceleraciones para el periodo natural del SSR. La confiabilidad de cada sistema estructural se determinó con el criterio propuesto por Cornell (1969), mediante el índice β . Posteriormente se evalúa la confiabilidad implícita en las NTC DS 2004 y para el sismo de 19 de septiembre de 1985 partiendo del conocimiento del periodo T_{ISE} de cada sistema (con valores nominales y medios) y conocido los espectros elásticos de respuesta (SCT8519SE.3EW y el de las NTC DS 2004), se determina la ordenada de pseudo-aceleración S_a correspondiente a ese periodo, posteriormente se determina la intensidad normalizada (Q), el factor reductivo por comportamiento no lineal se obtiene del cociente de la intensidad normalizada entre el factor de sobre-resistencia. Finalmente en el capítulo 5 se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo de tesis.

2 CONCEPTOS BASICOS

2.1 Diseño sísmico basado en desempeño

La Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el comité VISION 2000 con la misión de establecer cuál es el desempeño que debe esperarse de una estructura ante un determinado evento sísmico; desempeño que es función del uso que tenga la estructura.

En 1995 el comité VISION 2000 publica sus recomendaciones en dos volúmenes:

- El primer volumen define los objetivos y planteamientos del diseño basado en criterios de desempeño, expresados en términos de los niveles esperados de daño y de sus consecuencias sobre los requisitos de funcionalidad de la estructura, después de la acción de eventos sísmicos con intensidades dadas, asociadas a los periodos de retorno especificados en el sitio de interés.
- El segundo volumen presenta el informe preliminar del sismo de Norridge de 1994, ratificando la necesidad de contar a futuro con procedimientos de análisis y diseño sísmico por desempeño.

El comité VISION 2000 definió cuatro sismos de análisis, los cuales se presentan en la tabla 2.1.

SISMO	VIDA UTIL (años)	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERIODO DE RETORNO (años)
Frecuente	30	50 %	43
Ocasional	50	50 %	72
Raro	50	10 %	475
Muy raro	100	10 %	970

Tabla 2.1 Parámetros de los sismos de análisis establecidos por el comité VISION 2000.

En la tabla 2.2 se describen de forma resumida los diferentes niveles de desempeño en términos de los efectos que un sismo puede dejar en las estructuras.

DESEMPEÑO	DESCRIPCION
Completamente Operacional	La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal, se esperan daños mínimos. El edificio entra en funcionamiento inmediato.
Ocupacional	No hay daño significativo a la estructura, la cual se mantiene cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.
Seguridad de Vida	Daños significativos a los elementos estructurales con reducción sustancial en la rigidez, pero tienen un margen de seguridad antes del colapso. La edificación puede ser ocupada después de ser reparada y reforzada.
Cerca de Colapso	Daño significativo, existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso.

Tabla 2.2 Definición del desempeño estructural según la publicación VISION 2000.

Los índices de desempeño se expresan en indicadores cuantitativos de la relación entre la amplitud probable de la respuesta estructural y la correspondiente capacidad del sistema para evitar la ocurrencia de cada modo de falla. Los más simples de estos indicadores son los desplazamientos relativos (Qi y Moehle, 1991) y las distorsiones laterales. Sin embargo, para reconocer en forma explícita el nivel de comportamiento no lineal, los desplazamientos se sustituyen por las demandas de ductilidad, tanto global como local. Las primeras se asocian con la relación entre la fuerza cortante en la base del mismo sistema y desplazamiento relativo de su extremo superior a dicha base. Las demandas de ductilidad local se pueden referir a las relaciones

entre momento y curvatura en las secciones críticas de miembros sujetos a flexión o a las relaciones entre fuerza cortante y desplazamiento relativo de entrepiso (Esteva, 2001).

2.2 Factores reductivos por comportamiento no lineal (Q') y de sobre-resistencia (R).

La normatividad mexicana de diseño sísmico (NTC DS 2004), permite la ocurrencia de deformaciones inelásticas en las estructuras durante sismos de gran intensidad, debido a que las ordenadas elásticas son reducidas por el producto de dos factores que toman en cuenta el comportamiento no lineal (Q') y la sobre-resistencia inherente en cada estructura (R).

El factor debido al comportamiento no lineal (Q') de la estructura está definido como el cociente de $F_y(\mu = 1)$ la resistencia lateral de fluencia necesaria para mantener al sistema elástico durante el movimiento de terreno entre $F_y(\mu = \mu_i)$ la resistencia lateral de fluencia necesaria para mantener la demanda de ductilidad de desplazamiento, menor o igual a la ductilidad máxima tolerable (μ_i). Lo anterior se puede ver en la siguiente ecuación:

$$Q' = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad 2.1$$

El valor de Q' no depende solamente de las características de la estructura, sino principalmente de la demanda de ductilidad máxima, el periodo de la estructura y está sustancialmente influenciado por el tipo de suelo en que se genera la excitación (Terán y Mendoza 2008, Miranda y Bertero, 1994).

El factor de sobre-resistencia para fines de diseño se define como el cociente de la resistencia lateral ultima de la estructura entre la resistencia lateral de diseño.

La sobre-resistencia que desarrolla una estructura se origina por las siguientes causas (Terán y Mendoza 2008):

- Uso de factores de carga y resistencia durante el diseño
- Resistencia de los materiales
- Dimensiones y cuantías de acero
- Endurecimiento por deformación del acero
- Contribución de la losa a la capacidad sismo resistente de la vigas
- Número de pisos del sistema
- Zona donde se desplanta la estructura

Para evaluar la sobre-resistencia de cada sistema estructural se calculará el coeficiente sísmico obtenido del SSR con valores medios (Ce_m), así como con valores nominales (Ce_n), entre el coeficiente sísmico supuesto para el diseño.

2.3 Confiabilidad

La existencia de tantas incertidumbres en el diseño y en el desempeño de la estructura hace necesario desarrollar modelos probabilísticos que permitan estimar la probabilidad de falla.

El modelo probabilístico de mayor aceptación para determinar la probabilidad de falla está basado en el criterio de diseño que está establecido en los códigos de diseño:

$$Demanda \leq Capacidad$$

La demanda suele expresarse por medio del valor máximo de la distorsión lateral global que experimentaría un sistema estructural ante un sismo, si tuviera una capacidad de deformación ilimitada. La capacidad de deformación es el valor de la distorsión lateral global a la cual se produce la falla del sistema.

La probabilidad de falla es igual a la del evento $D > C$; puede obtenerse mediante la convolución de la función de densidad de probabilidad de la demanda (D) aplicada a una estructura $f_D(\cdot)$, con la función de distribución acumulada de la probabilidad de la capacidad (C) de la estructura $F_C(\cdot)$.

$$P_F = \int f_C(d)F_D(d)dd \quad 2.2$$

El complemento de la probabilidad de que ocurra un cierto modo posible de falla es la confiabilidad.

$$P_s = 1 - P_F \quad 2.3$$

Para el caso de las estructuras de estudio, donde se requiere que más de un miembro o sección crítica alcancen su resistencia máxima para que se desarrolle el mecanismo de falla para que el sistema colapse y donde las demandas (excitaciones) deban caracterizarse mediante un elevado número de variables aleatorias simultáneas mutuamente correlacionadas y que la capacidad de los diversos miembros estructurales presenten también correlación estáticamente significativa, conduce a modelos matemáticos más complicados.

Para evaluar la confiabilidad del sistema o la probabilidad de falla se adopta el criterio propuesto por Cornell (1969), el cual consiste en medir la confiabilidad mediante el índice β que se define como:

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_Z} \quad 2.4$$

En esta ecuación el numerador y denominador representan respectivamente el valor esperado y la desviación estándar del margen de seguridad Z del sistema, que se obtiene como:

$$Z = Ln\left(\frac{\Psi_c}{\Psi}\right) \quad 2.5$$

Donde Ψ_c es la capacidad de deformación global y Ψ corresponde a la demanda de deformación.

Puede observarse que el índice de confiabilidad de Cornell se define como la distancia entre la región de falla y la media del margen de seguridad como se indica en la figura 2.1.

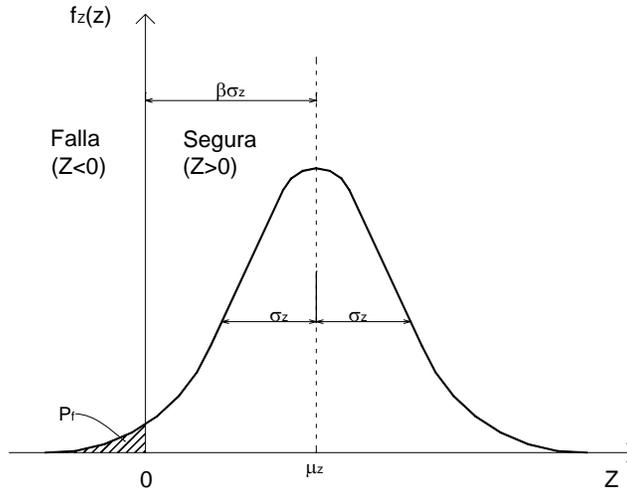


Figura 2.1 Distribución del margen de seguridad

Si se supone que Z tiene distribución normal, el índice β puede emplearse para estimar la probabilidad de falla como se muestra en la siguiente ecuación,

$$P_F = \Phi(-\beta) \tag{2.6}$$

Donde $\Phi(\cdot)$ es la función de distribución de probabilidades normal estándar (media cero y varianza uno).

2.4 Valores posibles, medios y nominales

Tanto las cargas que pueden actuar sobre una construcción como las propiedades mecánicas de sus materiales y miembros estructurales son variables aleatorias que pueden tomar todos los valores comprendidos en el intervalo definido por la correspondiente función de densidad de probabilidades. Cada una de estas variables tendrá un valor medio, también definido por su función de densidad de probabilidades. Además, para fines de la práctica del diseño para cada una de las variables mencionadas se define un valor nominal, que es un valor conservador: es mayor que el valor medio para las cargas y menor que el valor medio para las resistencias.

Los valores medios o probables se obtienen a partir de las funciones de densidad de probabilidad que resultan de pruebas de laboratorio así como de mediciones físicas.

La tabla 2.3 muestra un ejemplo de los valores nominales y medios de algunas variables de diseño consideradas en este estudio.

	Valor Nominal	Valor Medio
f'_c	250 kg/cm ²	268 kg/cm ²
Carga Viva	250 kg/cm ²	75.1 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²	4600 kg/cm ²

Tabla 2.3 Valores de carga viva, resistencia a la compresión del concreto y fluencia del acero

2.5 Simulación de estructuras

Simulación es el proceso de diseñar y desarrollar un modelo con el propósito de entender el comportamiento del sistema.

El modelo de simulación es un conjunto de hipótesis acerca del funcionamiento del sistema expresado como relaciones matemáticas y lógicas dentro de los elementos del sistema.

Un modelo de simulación como el de Monte Carlo, consiste en generar muestras aleatorias que provengan de una función de distribución de probabilidad específica.

Para este trabajo de investigación se utilizará el programa desarrollado por Alamilla (2001), que opera bajo los criterios de la simulación de Monte Carlo y la metodología planteada por Alamilla (2001), y que considera incertidumbres relacionadas a las propiedades mecánicas de la estructura y las relacionadas con la excitación externa, (ver apéndice A.1).

2.6 Modelo histerético

El modelo de comportamiento histerético asociado al daño sufrido en las secciones extremas de las vigas y columnas de concreto reforzados que está incluido en el programa DRAIN-2D, fue propuesto inicialmente por Wang y Shah (1987) y modificado por Campos y Esteva (1997).

Este modelo se expresa mediante ciclos histeréticos de tipo bilineal, con degradación de rigideces que dependen del daño acumulado. El proceso de degradación se describe mediante los parámetros ε y D , definidos como sigue:

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad 2.7$$

$$D = \sum_{i=1}^N \frac{\theta}{\theta_F} \quad 2.8$$

Aquí, α es una constante de ajuste que se toma igual a 0.0671 y ε varía de 0 a 1; θ y θ_F se definen en las ecuaciones 2.9 y 2.10

El efecto del daño en el comportamiento que el elemento presenta bajo carga cíclica se introduce como una disminución en su capacidad de carga a la fluencia.

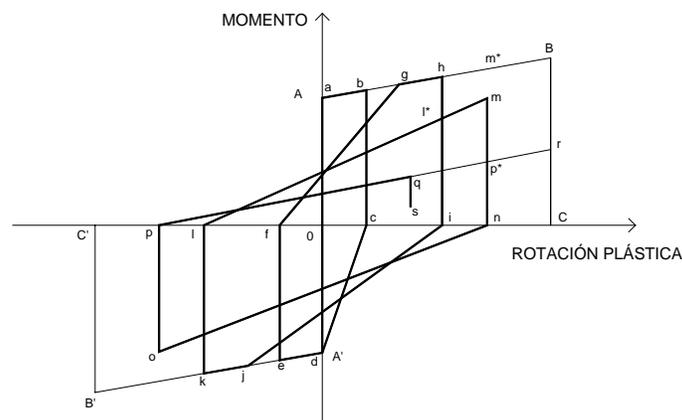


Figura 2.2 Modelo de deterioro de rigidez y resistencia

En la figura 2.2 se muestra el modelo utilizado, el cual corresponde a un diagrama momento-rotación plástica, que a su vez se obtiene de una curva envolvente que relaciona el momento y la curvatura, dada una carga monotónica creciente. Se han observado ciertos patrones que presentan los elementos de concreto reforzado ante la acción de carga cíclica; por ejemplo, en ningún ciclo se supera el diagrama momento-curvatura antes citado.

Por otro lado, en el desarrollo del modelo se supone que el diagrama momento-curvatura se caracteriza por una curva bilineal, donde aparecen solamente los puntos de fluencia, punto *A* y de falla, punto *B*, es decir, el punto de agrietamiento no es tomado en cuenta, ya que se considera que el daño en el intervalo lineal de deformaciones es nulo. De esta forma, es fácil pasar de un diagrama momento-curvatura a uno de momento rotación plástica si se utilizan las siguientes relaciones (Campos y Esteva, 1997):

$$\theta = lp(\phi - \phi_y), \text{ para } \phi_y \leq \phi \leq \phi_F \quad 2.9$$

$$\theta_F = lp(\phi_F - \phi_y) \quad 2.10$$

Aquí, θ es la rotación plástica; θ_F , es la rotación asociada a la falla; lp , es la longitud de articulación plástica que se considera constante, y ϕ_y, ϕ, ϕ_F , son las curvaturas de fluencia, post-fluencia y de falla, respectivamente.

2.7 Reglas del modelo de comportamiento histerético

El desarrollo del comportamiento histerético de la figura 2.2 está controlado por las siguientes reglas, donde las rotaciones están referidas al comportamiento plástico:

Tramo *0a*: Mientras $M < M_y$, $\theta = 0$

Tramo *ab*: cuando $M > M_y$ se continúa por la curva envolvente *AB*.

Tramo *bc*: Cuando la sección se descarga, $\theta = \theta_b$, donde *b* es el punto máximo alcanzado en el ciclo, y $D = \frac{\theta_b}{\theta_F}$.

Tramo *fg*: Se fija un punto *f*, entre *f* y *g*, y sobre la recta de descarga *bc*. $F' = (\theta_{f'}, M_{f'})$, $\theta_{f'} = \theta_b$, $M_{f'} = [1 - \varepsilon(D_b)]M_b$. Si desde el punto *f* se supera al punto *f'* se puede alcanzar a la envolvente *AB* en *g* y continuar por ella (tramo *gh*) hasta *h*, donde se inicia la siguiente descarga.

Tramo *hi*: la descarga es similar al tramo *bc*, y $D_h = D_b + \frac{\theta_h}{\theta_F}$

Tramo *lm*: Se debe pasar por $I' = (\theta_{i'}, M_{i'})$ obtenida como *f'*. $\theta_{i'} = \theta_h$, $M_{i'} = [1 - \varepsilon(D_h)]M_h$. Si *m* no alcanza la envolvente, no habrá cambio de pendiente.

Tramo *mn*: Descarga similar a *bc*, $D_m = D_h + \frac{\theta_m}{\theta_F}$.

Tramo *pq*: Se define $p' = (\theta_{p'}, M_{p'})$, de forma similar a los puntos *f'* y *I'*, sobre el tramo *mn* de descargar. $\theta_{p'} = \theta_m$, $M_{p'} = [1 - \varepsilon(D_m)]M_m^\circ$ donde M_m° corresponde a la envolvente. *Q* no superó *p'*.

Tramo *qs*: Descarga similar a *bc*. $D_q = D_m + \frac{\theta_q}{\theta_F}$.

Tramo *pr*: En el ciclo anterior no se superó la rotación θ_m , no se cruzó el tramo *mn*. La recarga *pq* podría superar *p'*, y alcanzaría a la envolvente en *r*, tramo *BC* donde $\theta = \theta_F$, perdiéndose

totalmente la capacidad de resistir momento positivo ($\varepsilon = 1.0$); la curva descenderá, entonces desde r hasta C .

Se considera que una deformación incrementa el daño solo si en la correspondiente descarga el momento cambia de signo.

2.8 Intensidad sísmica

Para llevar a cabo un análisis de confiabilidad es necesario generar acelerogramas simulados, ya que existe una limitada disponibilidad de información sobre los registros de aceleraciones reales para diferentes sitios. Esta limitación se hace más evidente para sismos de gran magnitud, pues afortunadamente o desafortunadamente, estos ocurren separados por largos intervalos de tiempo, lo que no permite tener una muestra representativa de todas las intensidades a las que puede estar sometida una estructura en un sitio dado.

En la literatura se encuentran diferentes técnicas para la generación de acelerogramas sintéticos para valores dados de magnitudes y distancias de la fuente al sitio. Entre ellas podemos encontrar la técnica que utiliza la función generalizada de atenuación; otra es la que se basa en el uso de las funciones empíricas de Green, pero en este trabajo de estudio se empleará el método híbrido propuesto por Ismael y Esteva (2006).

Este método consiste en considerar las ventajas de los métodos mencionados anteriormente, esto es, usar todos los registros disponibles del sitio de interés o los representativos al sitio, para desarrollar la ecuación generalizada de atenuación dependiente de la distancia que será usada para establecer el factor de escalamiento, que se aplicará a los registros existentes para transformarlos a los correspondientes a la distancia correcta de la fuente al sitio de interés, antes de adoptarlas como funciones convencionales de Green.

Una vez obtenidos los acelerogramas se escalan para lograr intensidades que permitieran generar comportamiento no lineal en los sistemas estructurales empleados en este estudio.

En la figura 2.3 se muestran los espectros de los sismos obtenidos con la metodología propuesta anteriormente, los cuales tienen variación de intensidades hasta un valor máximo de $2g$, produciéndose los máximos en un $T=2$ s, que caracteriza a los sismos en suelo blando de la ciudad de México.

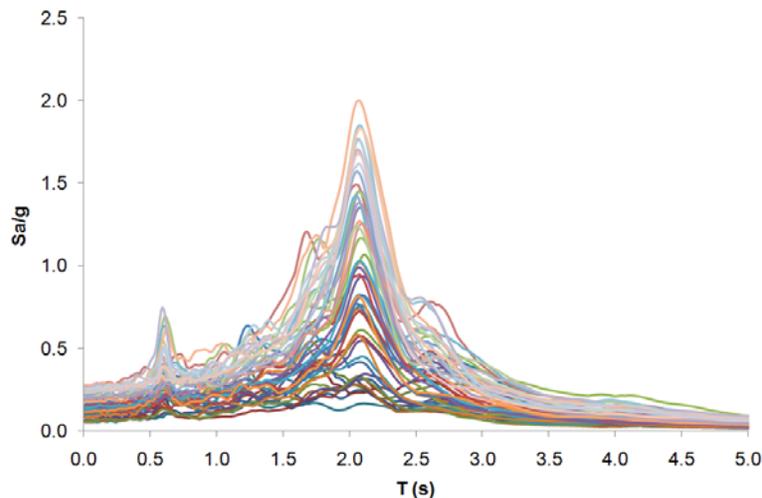


Figura 2.3 Espectros de pseudo-aceleración asociados a registros sintéticos.

2.9 Análisis no lineal

Durante sismos intensos muchas estructuras experimentan un comportamiento no lineal. En tales casos un análisis lineal puede o no proveer de estimaciones adecuadas de la respuesta sísmica del sistema, por lo que en general en dichos casos es necesario llevar a cabo un análisis no lineal.

En este trabajo se aplicarán dos tipos de análisis:

- Análisis de empuje lateral pseudo-estático
- Análisis no-lineal paso a paso considerando interacción suelo estructura

Los análisis estructurales citados se realizaron con el programa DRAIN-2D (Powell, 1973) con el modelo de Campos y Esteva (1997) de degradación de resistencia y rigidez.

2.10 Uso de sistemas simplificados de referencia SSR

El esfuerzo excesivo que se requiere para estimar de manera confiable y precisa las variables de respuesta relacionadas con los indicadores de desempeño de la estructura crea la necesidad de contar con métodos que sean simples y exactos.

Lo anterior hace recurrir al empleo de sistemas simplificados de referencia (SSR), o sistemas de un grado de libertad, para estimar las respuestas no lineales de sistemas de múltiples grados de libertad o modelos detallados (MD), cuyas propiedades mecánicas están relacionadas con la curva de capacidad que relaciona el cortante en la base o cortante basal (V), con el desplazamiento en la azotea (X_n) y una serie de respuestas de configuraciones laterales que son determinísticamente relacionadas con la amplitud.

La curva de capacidad se obtiene de un análisis de empuje lateral del MD, el cual tiene una configuración de respuesta lateral que sirve para estimar valores máximos de respuestas locales con base en el valor máximo de desplazamiento en la azotea.

Una vez que se tiene la curva de capacidad, se encuentra un modelo bilineal equivalente, que esta perfectamente definido por las pendientes de rigidez elástica (k_0) y la de pos-fluencia o inelástica (k) y el punto donde se interceptan las dos pendientes se determina el desplazamiento en el nivel de fluencia (X_{n_f}) y el cortante de fluencia (V_f), tal como se muestra en la figura 2.4.

El criterio empleado para encontrar el modelo bilineal, fue el de determinar el punto de fluencia en forma iterativa hasta que el área bajo la curva de capacidad sea aproximadamente igual al área bajo la curva del modelo bilineal.

El SSR tiene las mismas rigideces tanto elástica (k_0) como inelástica (k) del MD; además tiene la misma frecuencia de vibración (ω), masa (m), amortiguamiento (c), cortante (V_f) y desplazamiento (u_f) de fluencia que representa al sistema detallado.

Un criterio para determinar el SSR parte de considerar que el sistema detallado responde al primer modo de vibración; otro supone que la configuración de fuerzas laterales es proporcional a la que resulta de la superposición de las respuestas modales para el espectro de respuesta esperado.

Las respuestas del SSR se pueden relacionar con las respuestas del MD mediante un factor correctivo incierto, cuyas propiedades estadísticas se determinan a partir de estudios de calibración para los MD estudiados.

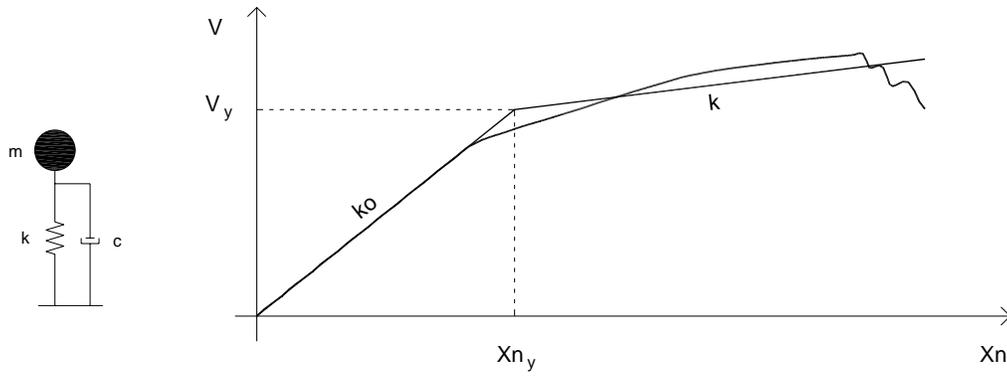


Figura 2.4 Idealización del sistema simplificado de referencia, SSR

La relación entre las propiedades estructurales y de respuesta entre los sistemas SSR y MD se pueden ver en el apéndice A.2.

3 CASOS ESTUDIADOS

3.1 Estructuras convencionales analizadas

Se diseñaron cuatro grupos de estructuras de concreto reforzado de 12 niveles por medio del programa ECO. Las estructuras diseñadas constan de tres crujeías en cada dirección; están destinadas para uso de oficinas (Grupo B). El primer grupo está integrado por estructuras regulares formadas por marcos a base de trabes y columnas (*RM*); el segundo son estructuras regulares duales (*RD*); el tercer grupo son estructuras irregulares a base de marcos (*IM*) y el cuarto grupo está integrado por estructuras irregulares duales (*RD*).

Los diseños se realizaron de acuerdo con los procedimientos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RC DF) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC DS 2004) y para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC DCEC 2004). Con base en estas normas se aplicaron los procedimientos de diseño para marcos dúctiles. Se consideraron resistencias nominales para el concreto de 250 kg/cm^2 y para el acero estructural de 4200 kg/cm^2 . El valor permisible para la distorsión máxima se consideró de 0.030 para los sistemas estructurales formados por marcos (*M*) y de 0.015 para los sistemas formados por trabes, columnas y muros, conocidos como estructuras mixtas o sistemas duales (*D*). El amortiguamiento efectivo para todos los casos de estudio es de 5%.

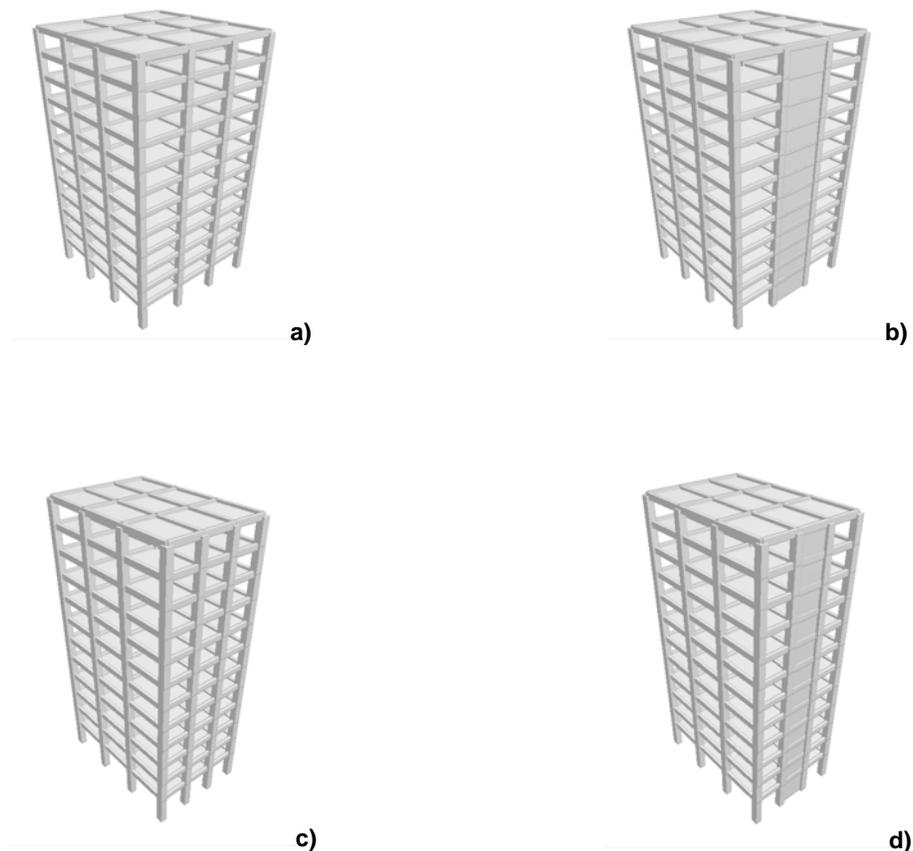


Figura 3.1 Modelos: a)RM; b)RD; c)IM; d)ID.

Con objeto de estudiar las variaciones de los factores de sobre-resistencia con los coeficientes de cortante en la base, además de los sistemas diseñados de acuerdo con las NT CDS 2004 se incluyeron en el grupo analizado otros sistemas, de características generales similares a las del

grupo inicial, pero con ordenadas de los espectros de diseño obtenidas para valores de 30% inferiores y 30% superiores a los valores de partida.

RM	RD	IM	ID
70 %	70 %	70 %	70 %
100 %	100 %	100 %	100 %
130%	130%	130%	130%

Tabla 3.1 Variación de la resistencia de las estructuras en cada grupo.

En la tabla 3.1 se resumen los casos estudiados, los espectros básicos de diseño corresponden a un periodo fundamental del suelo de $T_s=2s$ y se muestran en la figura 3.2.

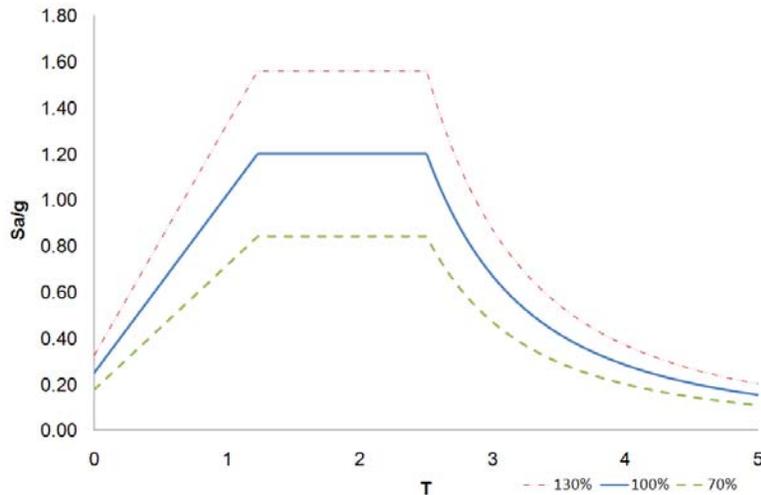


Figura 3.2 Espectro de diseño sísmico de acuerdo al Apéndice A de las NTC DS 2004.

Para cada estructura se realiza un análisis de tipo modal espectral, así como diseño considerando la interacción suelo estructura con el programa ECO.

El tipo de cimentación considerada para transmitir las cargas de los diferentes grupos de estructuras de estudio está compuesto por pilotes de fricción conectados a un cajón de cimentación (ver apéndice A.4), por lo que se considera el efecto de la interacción suelo estructura como parte del análisis, siguiendo el procedimiento indicado en el Apéndice A de las NTC DS 2004.

Para cada estructura se realiza un análisis de tipo modal espectral y una vez cumplido los requisitos de distorsiones permisibles se determinan las resistencias requeridas de los diferentes miembros que conforman a cada estructura.

Las siguientes tablas muestran las secciones obtenidas para cada estructura de cada grupo.

70%-RM						
Nivel	h	sección trabe	sección columna	distorsión		
				x	y	
12	300	30 x 55	50 x 50	0.00943	0.00943	
11	300	30 x 55	50 x 50	0.01433	0.01433	
10	300	30 x 55	50 x 50	0.01937	0.01937	
9	300	30 x 55	55 x 55	0.02252	0.02252	
8	300	30 x 55	55 x 55	0.02622	0.02622	
7	300	30 x 55	55 x 55	0.02945	0.02945	
6	300	30 x 55	60 x 60	0.03021	0.03021	
5	300	30 x 55	60 x 60	0.03004	0.03004	
4	300	30 x 60	60 x 60	0.02939	0.02939	
3	300	30 x 60	60 x 60	0.02944	0.02944	
2	300	30 x 60	65 x 65	0.02732	0.02732	
1	400	30 x 60	65 x 65	0.01939	0.01939	

Tabla 3.2.a Secciones obtenidas para la estructura 70%-RM con periodo de base rígida $T_0=1.813$ s.

100%-RM						
Nivel	h	sección trabe	sección columna	distorsión		
				x	y	
12	300	30 x 50	55 x 55	0.01592	0.01592	
11	300	30 x 50	55 x 55	0.02258	0.02258	
10	300	30 x 50	55 x 55	0.02607	0.02607	
9	300	30 x 60	60 x 60	0.02671	0.02671	
8	300	30 x 60	65 x 65	0.02847	0.02847	
7	300	30 x 60	65 x 65	0.02961	0.02961	
6	300	30 x 65	65 x 65	0.03017	0.03017	
5	300	30 x 65	70 x 70	0.03012	0.03012	
4	300	30 x 65	70 x 70	0.02952	0.02952	
3	300	30 x 70	70 x 70	0.02819	0.02819	
2	300	30 x 70	75 x 75	0.02599	0.02599	
1	400	30 x 70	75 x 75	0.01845	0.01845	

Tabla 3.2.b Secciones obtenidas para la estructura 100%-RM con periodo de base rígida $T_0=1.476$ s.

130%-RM						
Nivel	h	sección trabe	sección columna	distorsión		
				x	y	
12	300	30 x 50	70 x 70	0.02094	0.02094	
11	300	30 x 50	70 x 70	0.02574	0.02574	
10	300	30 x 50	70 x 70	0.02654	0.02654	
9	300	30 x 70	75 x 75	0.02568	0.02568	
8	300	30 x 70	80 x 80	0.02731	0.02731	
7	300	30 x 70	80 x 80	0.0294	0.0294	
6	300	30 x 70	80 x 80	0.03027	0.03027	
5	300	30 x 75	85 x 85	0.03007	0.03007	
4	300	30 x 75	85 x 85	0.03067	0.03067	
3	300	30 x 75	85 x 85	0.03042	0.03042	
2	300	30 x 75	90 x 90	0.0279	0.0279	
1	400	30 x 75	90 x 90	0.01875	0.01875	

Tabla 3.2.c Secciones obtenidas para la estructura 130%-RM con periodo de base rígida $T_0=1.236$ s.

70%-RD						
Nivel	h	sección trabe	sección columna	espesor de muros	distorsión	
					x	y
12	300	25 x 50	45 x 45	25	0.01217	0.01283
11	300	25 x 50	45 x 45	25	0.01242	0.01842
10	300	25 x 50	45 x 45	25	0.01252	0.02279
9	300	25 x 55	45 x 45	25	0.01249	0.02626
8	300	25 x 55	45 x 45	25	0.01232	0.02958
7	300	25 x 55	50 x 50	25	0.01188	0.02865
6	300	25 x 60	50 x 50	25	0.01127	0.02749
5	300	25 x 60	50 x 50	25	0.01053	0.02884
4	300	25 x 60	50 x 50	25	0.00951	0.03010
3	300	25 x 60	50 x 50	25	0.00818	0.03051
2	300	25 x 60	60 x 60	25	0.00656	0.02827
1	400	25 x 60	60 x 60	25	0.00427	0.01996

Tabla 3.2.d Secciones obtenidas para la estructura 70%-RD con periodo de base rígida $T_0=0.993$ s.

100%-RD						
Nivel	h	sección trabe	sección columna	espesor de muros	distorsión	
					x	y
12	300	30 x 60	55 x 55	25	0.01275	0.01212
11	300	30 x 60	55 x 55	25	0.01319	0.01681
10	300	30 x 60	55 x 55	25	0.01350	0.02168
9	300	30 x 60	60 x 60	25	0.01364	0.02498
8	300	30 x 60	60 x 60	25	0.01367	0.02815
7	300	30 x 60	60 x 60	25	0.01342	0.02945
6	300	30 x 65	65 x 65	25	0.01287	0.02940
5	300	30 x 65	65 x 65	25	0.01220	0.03028
4	300	30 x 65	70 x 70	25	0.01118	0.03035
3	300	30 x 65	70 x 70	25	0.00995	0.03041
2	300	30 x 65	70 x 70	25	0.00831	0.02845
1	400	30 x 65	75 x 75	25	0.00082	0.01857

Tabla 3.2.e Secciones obtenidas para la estructura 100%-RD con periodo de base rígida $T_0=0.856$ s.

130%-RD						
Nivel	h	sección trabe	sección columna	espesor de muros	distorsión	
					x	y
12	300	30 x 50	70 x 70	25	0.01447	0.02084
11	300	30 x 50	70 x 70	25	0.01487	0.02495
10	300	30 x 50	70 x 70	25	0.01490	0.02570
9	300	30 x 70	75 x 75	25	0.01475	0.02508
8	300	30 x 70	80 x 80	25	0.01471	0.02664
7	300	30 x 70	80 x 80	25	0.01453	0.02874
6	300	30 x 70	80 x 80	25	0.01414	0.03029
5	300	30 x 70	85 x 85	25	0.01341	0.03003
4	300	30 x 75	85 x 85	25	0.01250	0.02959
3	300	30 x 75	85 x 85	25	0.01132	0.02896
2	300	30 x 75	85 x 85	25	0.00977	0.02658
1	400	30 x 75	90 x 90	25	0.00726	0.01754

Tabla 3.2.f Secciones obtenidas para la estructura 130%-RD con periodo de base rígida $T_0=0.759$ s.

70%-IM						
Nivel	h	sección trabe	sección columna	distorsión		
				x	y	
12	300	25 x 50	45 x 45	0.01034	0.0082	
11	300	25 x 50	45 x 45	0.01475	0.0129	
10	300	25 x 50	45 x 45	0.01913	0.01771	
9	300	25 x 50	45 x 45	0.02304	0.02219	
8	300	25 x 50	50 x 50	0.02431	0.02437	
7	300	25 x 50	50 x 50	0.0268	0.02746	
6	300	25 x 50	55 x 55	0.02723	0.02866	
5	300	25 x 50	55 x 55	0.0285	0.03027	
4	300	25 x 50	60 x 60	0.02771	0.02972	
3	300	25 x 50	60 x 60	0.02608	0.02772	
2	300	25 x 55	60 x 60	0.02322	0.02386	
1	400	25 x 55	65 x 65	0.0156	0.01439	

Tabla 3.2.g Secciones obtenidas para la estructura 70%-IM con periodo de base rígida $T_0=1.605$ s.

100%-IM						
Nivel	h	sección trabe	sección columna	distorsión		
				x	y	
12	300	30 x 50	55 x 55	0.01345	0.01056	
11	300	30 x 50	55 x 55	0.01821	0.01557	
10	300	30 x 50	55 x 55	0.02298	0.0208	
9	300	30 x 50	60 x 60	0.02568	0.02412	
8	300	30 x 50	60 x 60	0.02718	0.02598	
7	300	30 x 55	65 x 65	0.02712	0.02645	
6	300	30 x 55	65 x 65	0.02876	0.02838	
5	300	30 x 55	65 x 65	0.03018	0.03011	
4	300	30 x 55	70 x 70	0.03012	0.03033	
3	300	30 x 55	70 x 70	0.02996	0.02985	
2	300	30 x 55	75 x 75	0.02752	0.02664	
1	400	30 x 55	75 x 75	0.01896	0.02664	

Tabla 3.2.h Secciones obtenidas para la estructura 100%-IM con periodo de base rígida $T_0=1.327$ s.

130%-IM						
Nivel	h	sección trabe	sección columna	distorsión		
				x	y	
12	300	30 x 50	70 x 70	0.01673	0.01528	
11	300	30 x 50	70 x 70	0.02125	0.02026	
10	300	30 x 50	70 x 70	0.02589	0.02547	
9	300	30 x 50	70 x 70	0.02921	0.02927	
8	300	30 x 50	75 x 75	0.02901	0.02945	
7	300	30 x 60	75 x 75	0.02856	0.02915	
6	300	30 x 60	75 x 75	0.02935	0.03002	
5	300	30 x 60	80 x 80	0.02927	0.03001	
4	300	30 x 60	80 x 80	0.02831	0.02882	
3	300	30 x 65	85 x 85	0.02621	0.02625	
2	300	30 x 65	85 x 85	0.02399	0.02297	
1	400	30 x 65	90 x 90	0.01649	0.01384	

Tabla 3.2.i Secciones obtenidas para la estructura 130%-IM con periodo de base rígida $T_0=1.121$ s.

70%-ID							
Nivel	h	sección trabe	sección columna	espesor de muros	distorsión		
					x	y	
12	300	25 x 50	45 x 45	25	0.01286	0.00863	
11	300	25 x 50	45 x 45	25	0.01333	0.01285	
10	300	25 x 50	45 x 45	25	0.01377	0.01731	
9	300	25 x 50	45 x 45	25	0.01412	0.02153	
8	300	25 x 50	45 x 45	25	0.01427	0.02531	
7	300	25 x 50	50 x 50	25	0.01407	0.02698	
6	300	25 x 50	50 x 50	25	0.01365	0.02938	
5	300	25 x 50	55 x 55	25	0.01282	0.02998	
4	300	25 x 50	60 x 60	25	0.01171	0.03001	
3	300	25 x 50	60 x 60	25	0.01030	0.02964	
2	300	25 x 50	60 x 60	25	0.00836	0.02658	
1	400	25 x 50	65 x 65	25	0.00542	0.01531	

Tabla 3.2.j Secciones obtenidas para la estructura 70%-ID con periodo de base rígida $T_0=1.044$ s.

100%-ID							
Nivel	h	sección trabe	sección columna	espesor de muros	distorsión		
					x	y	
12	300	30 x 55	50 x 50	25	0.01373	0.00979	
11	300	30 x 55	50 x 50	25	0.01430	0.01417	
10	300	30 x 55	50 x 50	25	0.01480	0.01833	
9	300	30 x 55	55 x 55	25	0.01502	0.01971	
8	300	30 x 60	55 x 55	25	0.01515	0.02100	
7	300	30 x 60	60 x 60	25	0.01492	0.02078	
6	300	30 x 65	60 x 60	25	0.01460	0.02125	
5	300	30 x 65	60 x 60	25	0.01406	0.02237	
4	300	30 x 65	60 x 60	25	0.01317	0.02323	
3	300	30 x 65	65 x 65	25	0.01181	0.02258	
2	300	30 x 65	65 x 65	25	0.01013	0.02158	
1	400	30 x 65	70 x 70	25	0.00734	0.01465	

Tabla 3.2.k Secciones obtenidas para la estructura 100%-ID con periodo de base rígida $T_0=0.869$ s.

130%-ID							
Nivel	h	sección trabe	sección columna	espesor de muros	distorsión		
					x	y	
12	300	30 x 60	70 x 70	25	0.01379	0.01097	
11	300	30 x 60	70 x 70	25	0.01442	0.01396	
10	300	30 x 60	75 x 75	25	0.01470	0.01558	
9	300	30 x 70	75 x 75	25	0.01492	0.01638	
8	300	30 x 75	80 x 80	25	0.01505	0.01728	
7	300	30 x 75	85 x 85	25	0.01524	0.01884	
6	300	30 x 75	85 x 85	25	0.01516	0.02000	
5	300	30 x 75	85 x 85	25	0.01498	0.02119	
4	300	30 x 75	85 x 85	25	0.01450	0.02203	
3	300	30 x 75	85 x 85	25	0.01366	0.02223	
2	300	30 x 75	85 x 85	25	0.01237	0.02113	
1	400	30 x 75	85 x 85	25	0.00988	0.01472	

Tabla 3.2.l Secciones obtenidas para la estructura 130%-ID con periodo de base rígida $T_0=0.707$ s.

3.2 Interacción suelo estructura

Debido a que el suelo donde se propone que están desplantados los modelos de estudio no es infinitamente rígido, al presentarse sismos intensos, el suelo que rodea a la cimentación se deforma, por lo que se altera el movimiento en la base de la estructura; por lo tanto, la respuesta incluye grados de libertad asociados con estas deformaciones.

La interacción dinámica suelo estructura consiste en un conjunto de efectos que se relacionan entre sí y que son los siguientes:

- Cinemática: depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y naturaleza de la excitación; es decir, si el cimiento es suficientemente rígido, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de translación, así como la generación de cabeceo y torsión de la cimentación.
- Inercial: está controlada por la diferencia de rigidez entre la estructura y el suelo, es decir el alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento asociado y la reducción de la ductilidad, respecto a los valores de base rígida.

Avilés y Pérez-Rocha (2004) recomiendan tomar por separado éstos efectos para propósitos de diseño.

La interacción puede ocasionar considerables incrementos o reducciones en la respuesta estructural, la cual depende de la relación entre el periodo fundamental de la estructura y el de sitio, pudiendo ser severa cuando el periodo fundamental de la estructura se acerca al periodo dominante del sitio.

El modelo matemático que se adopta para representar la interacción dinámica del suelo es el de reemplazar al suelo mediante resortes lineales K_x y K_r que se definen como la fuerza horizontal y momento necesarios para producir un desplazamiento y rotación armónicos unitarios del cimiento respectivamente y por amortiguadores viscosos C_x y C_r como la fuerza y momento requeridos para producir una velocidad armónica unitaria de translación y rotación respectivamente. Los resortes como los amortiguadores son dependientes de la frecuencia de excitación.

Para este trabajo los resortes y amortiguadores son calculados de acuerdo con el apéndice A de las NTCDS-2004. En las siguientes tablas se muestran los valores de K_x , C_x , K_r y C_r para cada grupo.

Grupo		K_x (kg/cm)	C_x (kg s/cm)	K_r (kg cm)	C_r (kg cm s)
RM	70%	2.9454e06	1.1736e05	5.0208e12	1.1679e10
	100%	2.9432e06	1.0939e05	5.0639e12	9.5789e09
	130%	2.9409e06	1.0370e05	5.1032e12	8.1903e09

Tabla 3.3.a Estructura RM.

Grupo		K_x (kg/cm)	C_x (kg s/cm)	K_r (kg cm)	C_r (kg cm s)
RD	70%	2.9375e06	9.7952e04	5.1544e12	1.8522e10
	100%	2.9347e06	9.4709e04	5.1905e12	4.1537e10
	130%	2.9321e06	9.2413e04	5.2200e12	5.8595e10

Tabla 3.3.b Estructura RD.

Grupo		K_x (kg/cm)	C_x (kg s/cm)	K_r (kg cm)	C_r (kg cm s)
IM	70%	1.8394e06	6.6415e04	2.8116e12	7.9826e09
	100%	1.8379e06	6.2239e04	2.8328e12	6.6881e09
	130%	1.8362e06	5.9144e04	2.8523e12	5.8236e09

Tabla 3.3.c Estructura IM.

Grupo		K_x (kg/cm)	C_x (kg s/cm)	K_r (kg cm)	C_r (kg cm s)
ID	70%	1.8354e06	5.7988e04	2.8606e12	6.1509e09
	100%	1.8332e06	5.5359e04	2.8825e12	1.1449e10
	130%	1.81300e06	5.2926e04	2.9065e12	1.7987e10

Tabla 3.3.d Estructura ID.

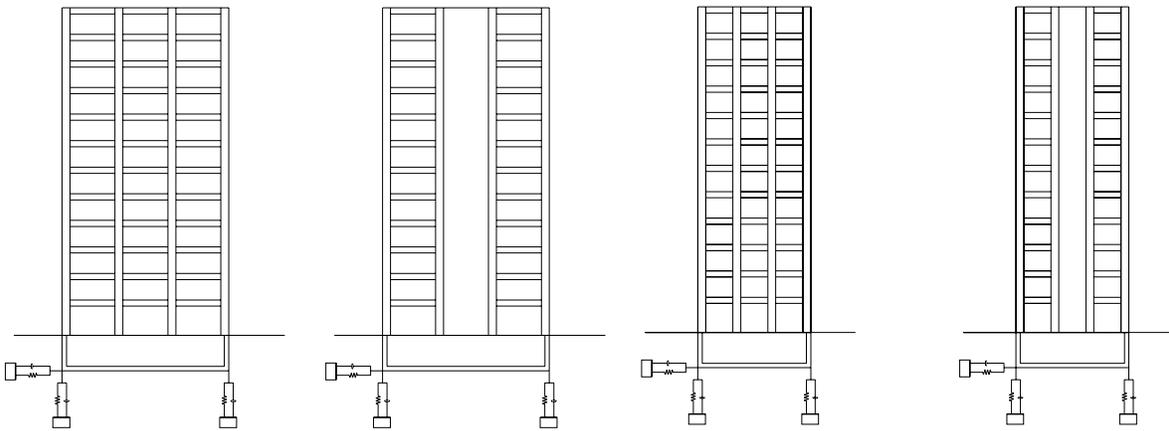


Figura 3.3 Sustitución de la cimentación por amortiguadores y resortes.

Este planteamiento está incorporado en el programa DRAIN-2D (Powell 1973) por Ismael (2005).

3.3 Análisis de empuje lateral pseudo-estático

Para el análisis no lineal se utilizó el programa DRAIN-2D en su versión modificada, como se ha mencionado anteriormente, y debido a que el programa no es tridimensional, se consideraron marcos planos, por lo que no se considera el efecto de torsión.

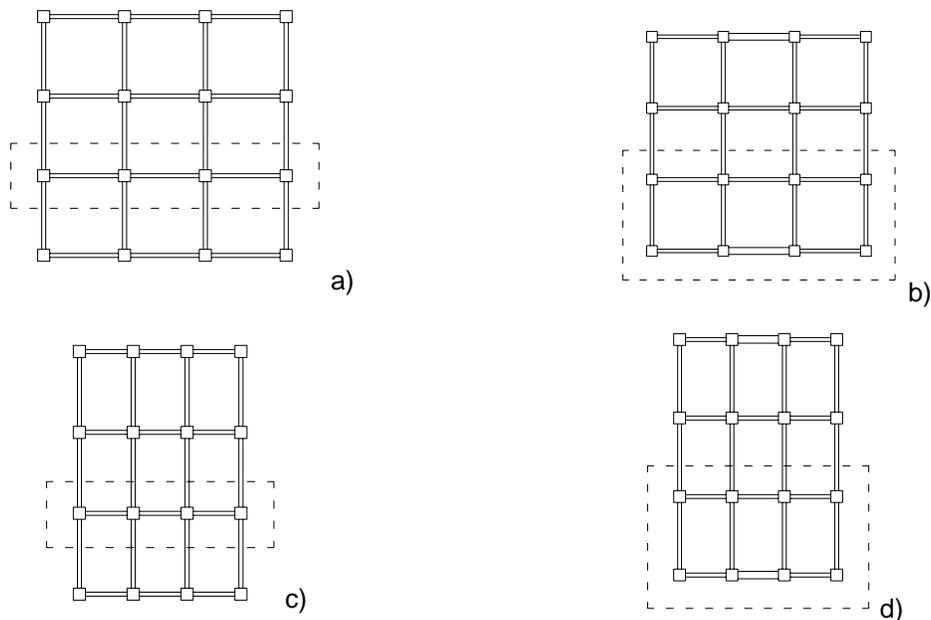


Figura 3.4 Vista en planta de la selección de marcos.

Para realizar el análisis no lineal de las estructuras diseñadas, es fundamental conocer la relación momento curvatura ($M - \phi$) de las secciones de los elementos de dichas estructuras, con el objeto de encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético empleado para definir la no linealidad del material. Por ello se calcularán las relaciones momento curvatura con valores nominales y medios de las resistencias del acero y del concreto; lo mismo se hará con la carga viva para cada uno de los sistemas estructurales de este trabajo.

Para este trabajo se emplea el análisis de empuje lateral pseudo-estático con las siguientes características:

- Una distribución de masas que toma en cuenta los modos superiores en la distribución de las fuerzas laterales (ver apéndice A.3), para obtener una curva de capacidad que considere las propiedades dinámicas de la estructura en estudio.
- Una rampa de aceleración creciente calibrada, que hará actuar la masa inercial del sistema para generar fuerzas de empuje lateral.

Los resultados del análisis se expresan en una curva de capacidad que relaciona la fuerza cortante en la base (V) y el desplazamiento (X_n) relativo del extremo superior con respecto a la base del sistema.

Para incorporar la aportación de la interacción suelo estructura a la respuesta del análisis de empuje lateral pseudo-estático, se propone un criterio aproximado (ver Apéndice A.5), el cual incorpora al desplazamiento de base rígida, la componente que se debe al desplazamiento horizontal y al giro de la cimentación con respecto al terreno.

En el caso de las figuras 3.4b y 3.4d, se toman dos marcos planos conectados en serie por medio de vigas biarticuladas en sus extremos, para tomar en cuenta de manera representativa el efecto que tiene el muro sobre la respuesta global. Las vigas de acoplamiento tienen rigidez axial muy grande y rigidez a la flexión nula, por lo que no generan momentos flexionantes y sólo transmiten el desplazamiento lateral.

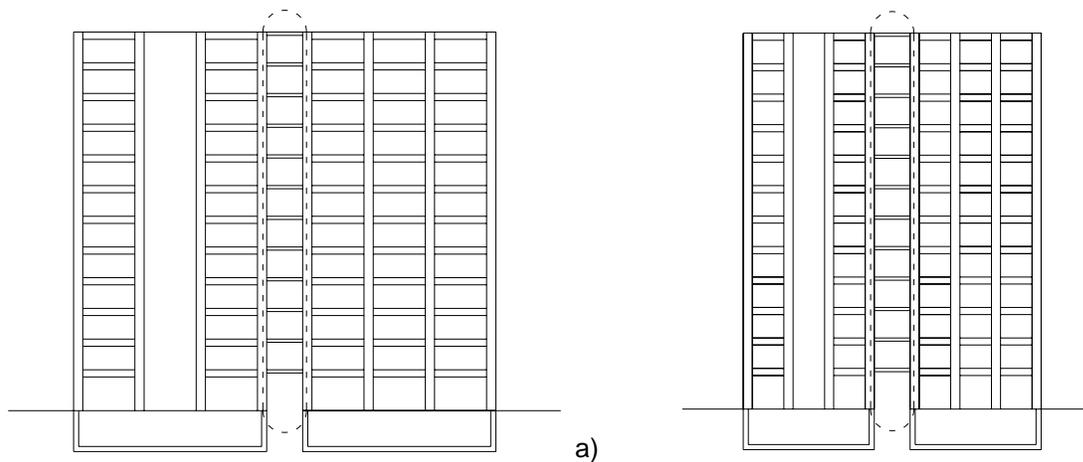


Figura 3.5 Marcos acoplados con vigas biarticuladas cuya rigidez axial es muy grande y rigidez a flexión nula.

A continuación se muestran las graficas de capacidad para cada grupo de estructuras con valores medios (figura 3.6 y 3.8) y nominales (figura 3.7 y 3.9).

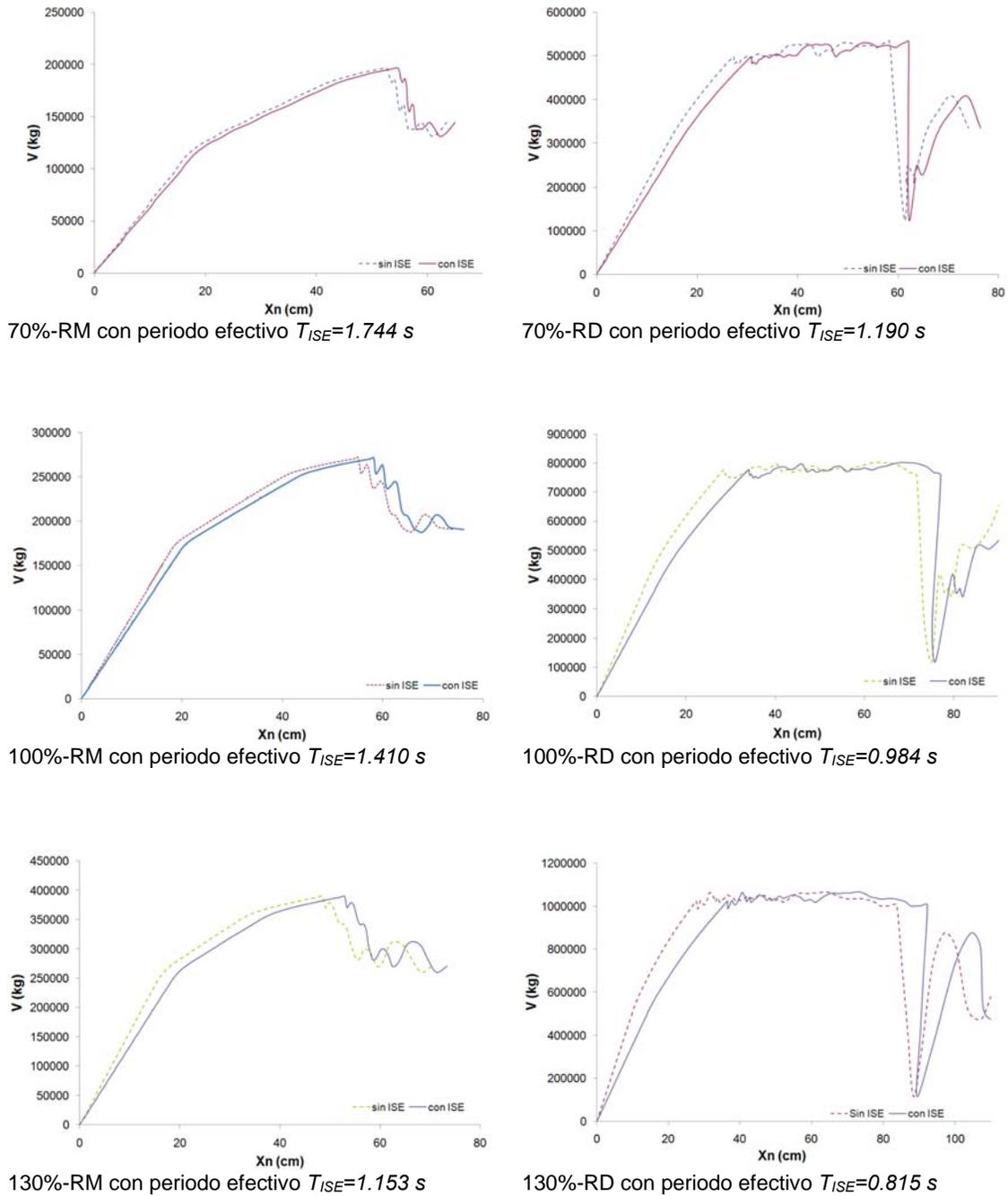


Figura 3.6 Gráfica de capacidad para valores medios

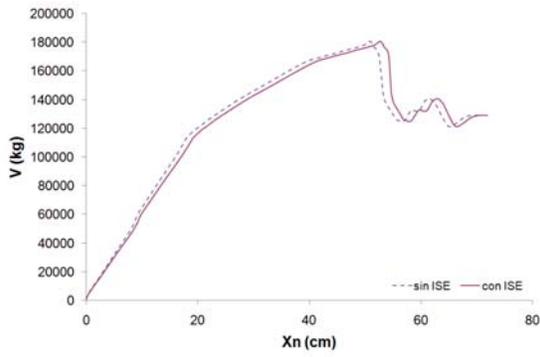
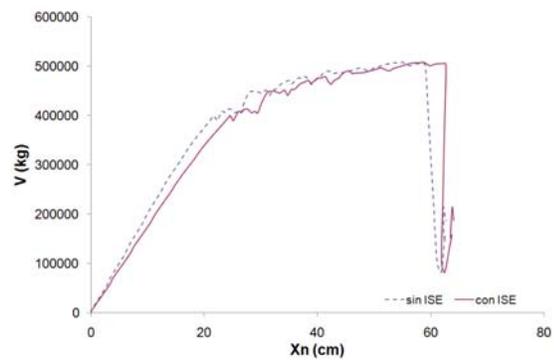
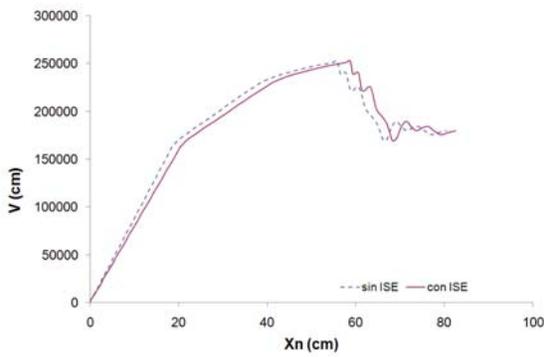
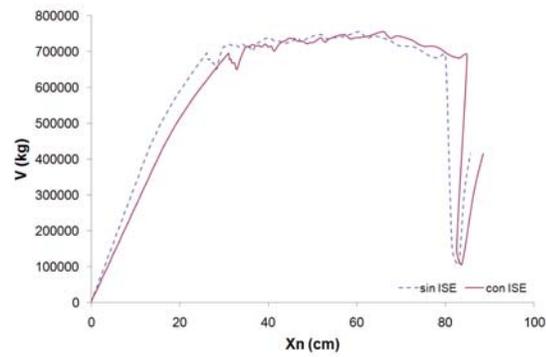
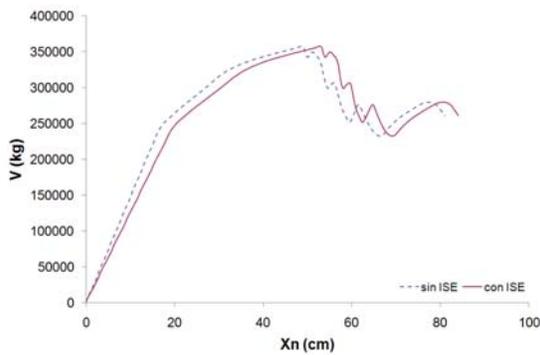
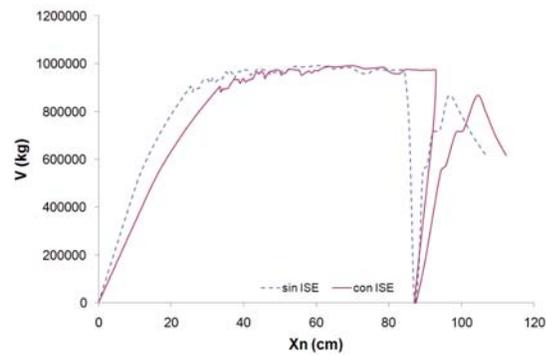
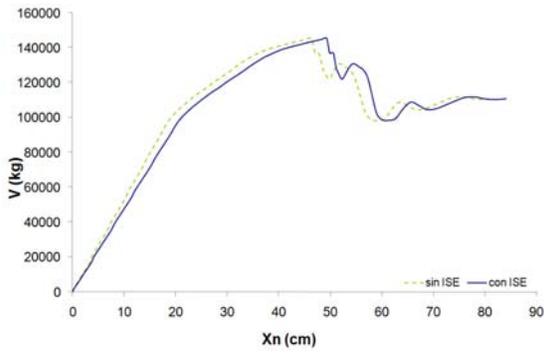
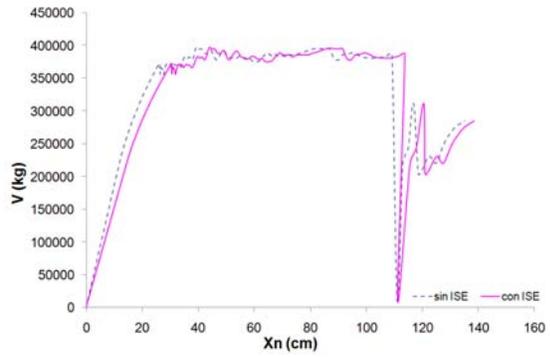
70%-RM con periodo efectivo $T_{ISE}=2.110$ s70%-RD con periodo efectivo $T_{ISE}=1.422$ s100%-RM con periodo efectivo $T_{ISE}=1.699$ s100%-RD con periodo efectivo $T_{ISE}=1.177$ s130%-RM con periodo efectivo $T_{ISE}=1.383$ s130%-RD con periodo efectivo $T_{ISE}=0.954$ s

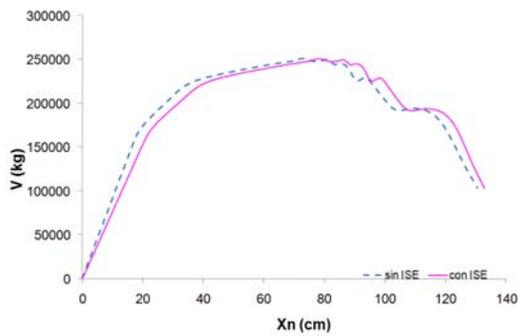
Figura 3.7 Gráfica de capacidad para valores nominales.



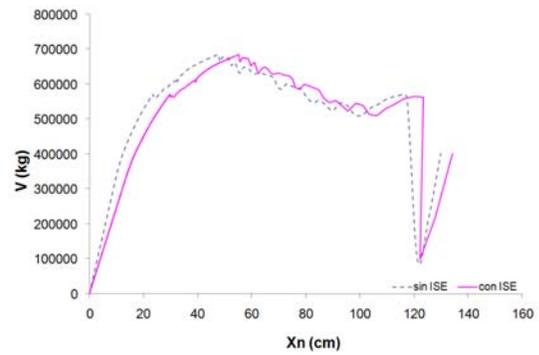
70%-IM con periodo efectivo $T_{ISE}=1.484$ s



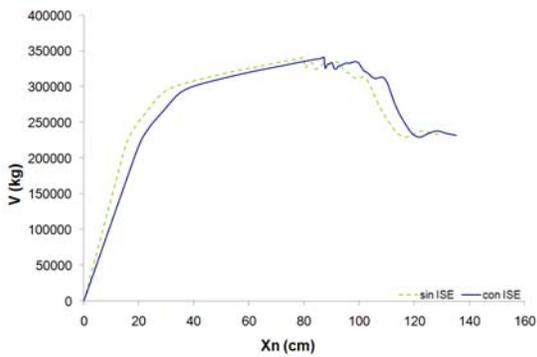
70%-ID con periodo efectivo $T_{ISE}=1.115$ s



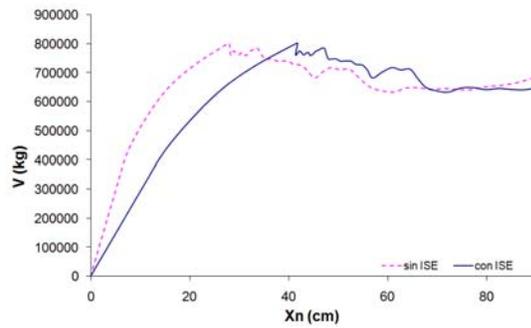
100%-IM con periodo efectivo $T_{ISE}=1.199$ s



100%-ID con periodo efectivo $T_{ISE}=0.917$ s

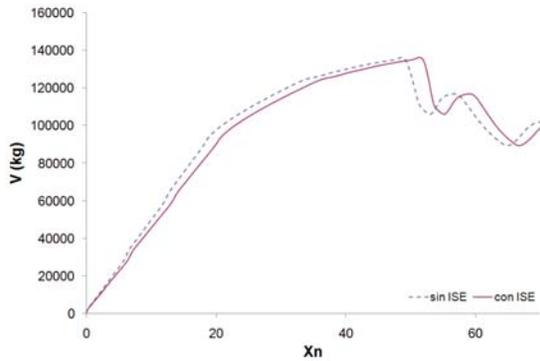


130%-IM con periodo efectivo $T_{ISE}=1.031$ s

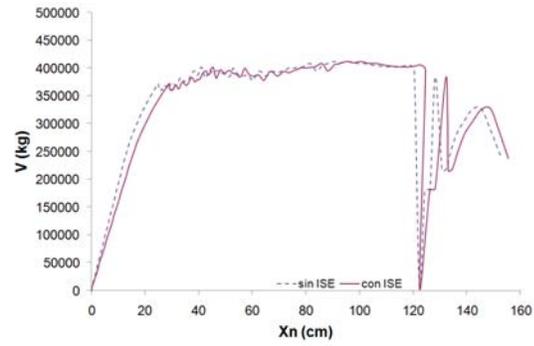


130%-ID con periodo efectivo $T_{ISE}=0.767$ s

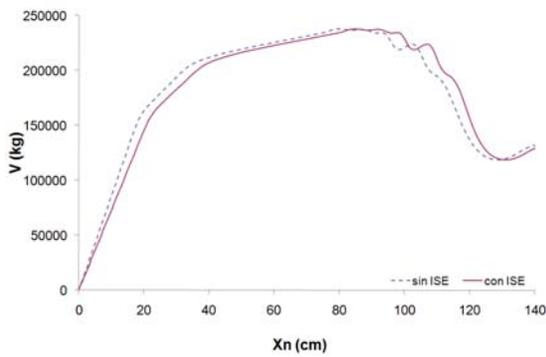
Figura 3.8 Gráfica de capacidad para valores medios.



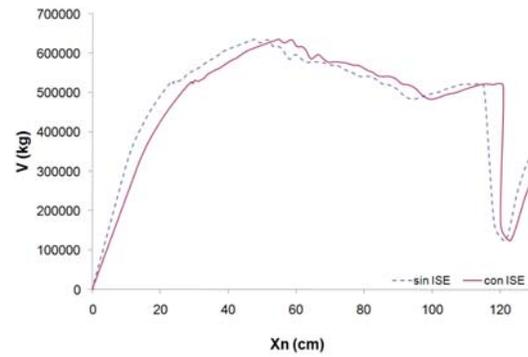
70%-IM con periodo efectivo $T_{ISE}=1.783$ s



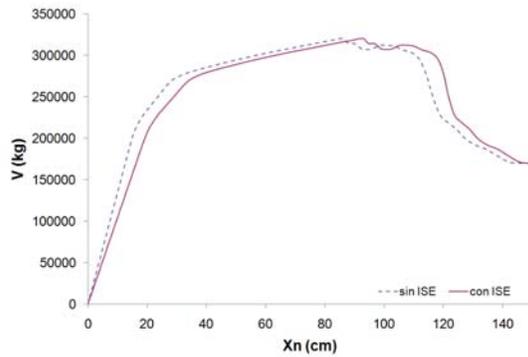
70%-ID con periodo efectivo $T_{ISE}=1.339$ s



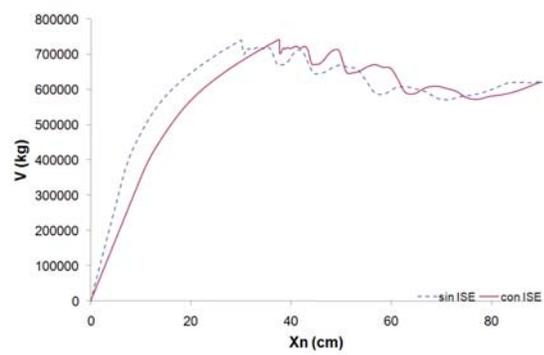
100%-IM con periodo efectivo $T_{ISE}=1.431$ s



100%-ID con periodo efectivo $T_{ISE}=1.094$ s



130%-IM con periodo efectivo $T_{ISE}=1.226$ s



130%-ID con periodo efectivo $T_{ISE}=0.845$ s

Figura 3.9 Gráfica de capacidad para valores nominales.

3.4 Análisis no lineal paso a paso del MD con ISE

Para obtener las distorsiones máximas globales (ψ) (respuesta máxima en el extremo superior respecto a la base dividida entre la altura) de los MD simulados de los marcos planos, figura 3.4, se realizó un análisis paso a paso incluyendo el efecto ISE, mediante las constantes K_x , C_x , K_r y C_r indicadas anteriormente.

Para el análisis paso a paso se utilizaron sismos obtenidos por el método híbrido propuesto por Esteva-Ismael (2006), los cuales cubren un intervalo de intensidades, las cuales están medidas en fracción de la ordenada de aceleración de la gravedad, y que van desde 0.2 a 2g, como se muestra en la figura 2.3.

El análisis no lineal paso a paso se realizó con el programa DRAIN-2D que tienen implementado el modelo de degradación de rigidez y resistencia de Campos y Esteva (1997) y considera interacción suelo-estructura, Mendoza (1991).

Las respuestas obtenidas corresponden a los desplazamientos relativos máximos de entrepiso y para el caso de los sistemas duales, rotaciones en el muro asociadas a cada piso.

3.5 Análisis no lineal paso a paso del SSR con ISE

Como se muestra en la figura 3.10, una vez obtenida la gráfica de capacidad de deformación de cada sistema, se determina el cortante último (V_u), el cual equivale a una reducción del 20% del cortante máximo (V_{max}).

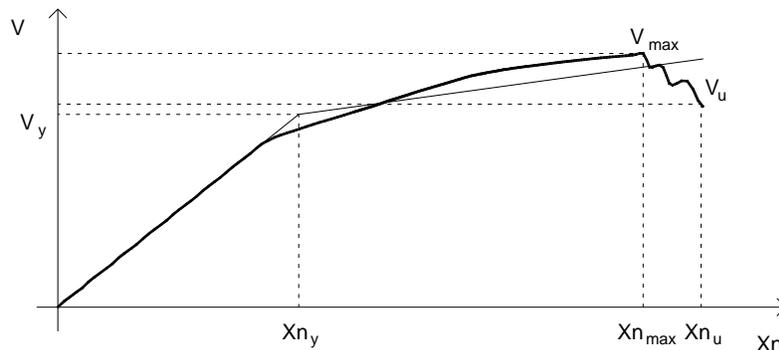


Figura 3.10 Curva esquemática de la capacidad de deformación con ajuste bilineal equivalente.

Por medio de un modelo de ajuste bilineal se determina el desplazamiento de fluencia (X_{ny}), el cortante de fluencia (V_y), así como la configuración lateral del sistema obtenida en la etapa lineal de la curva de capacidad definida como Z, con los cuales se pueden obtener las propiedades del SSR (ver Apéndice A.2).

Una vez determinado el SSR se realiza el análisis no-lineal paso a paso con el programa DRAIN-2D que utiliza el modelo de degradación de rigidez y resistencia de Campos y Esteva (1997), y considera interacción suelo-estructura, Mendoza (1991).

Los desplazamientos obtenidos de este análisis son los relativos a la base, es decir, los resultados del análisis paso a paso con ISE no incluyen los componentes debidos a la ISE, por lo que la estimación de la distorsión global (ψ_o) por medio del SSR que incluye el efecto de la ISE se obtiene con lo establecido en el apéndice A.6 de este trabajo.

Por medio de funciones empíricas como la que se da en la ecuación 3.1 (Esteva 2002) se obtiene el valor esperado de las variables en estudio. En dicha ecuación los parámetros de ajuste a , b , c y

d minimizan el error cuadrático y v es una variable genérica empleada para representar el valor esperado.

$$v(Q) = a + bQ + c(1 - e^{-dQ}) \quad 3.1$$

Con la finalidad de aprovechar mejor la información estadística que se pueda tener para temblores de distintas intensidades y sistemas de distintas resistencias laterales, conviene representar dichas intensidades en forma normalizada mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{S_{dl}}{u_y} \quad 3.2$$

Donde S_{dl} es la ordenada del espectro de respuesta elástico de desplazamiento y u_y el desplazamiento de fluencia de SSR.

En las siguientes tablas se muestran los valores de los parámetros de ajuste para cada uno de los caso de estudios de este trabajo.

Grupo		a	b	c	d
RM	70%	0.00000	0.00426	0.00129	3.99226
	100	0.00000	0.00727	0.00000	3.00000
	130%	0.00000	0.00686	0.00000	3.45562

Tabla 3.4.a Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{\psi}_o(Q)$ del SSR con valores medios.

Grupo		a	b	c	d
RM	70%	0.00000	0.00102	0.00689	1.48570
	100	0.00000	-0.03022	0.75426	0.05049
	130%	0.00000	0.00747	-0.00096	0.99906

Tabla 3.4.b Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{\psi}_o(Q)$ del SSR con valores nominales.

Grupo		a	b	c	d
RD	70%	0.00000	0.00678	-0.00001	3.46415
	100%	0.00000	0.00739	0.00000	3.39793
	130%	0.00000	0.00756	0.00000	3.34241

Tabla 3.4.c Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{\psi}_o(Q)$ del SSR con valores medios.

Grupo		a	b	c	d
RD	70%	0.00000	0.00676	0.00000	7.00000
	100%	0.00000	0.00719	0.00000	3.45645
	130%	0.00000	0.00746	0.00000	3.38871

Tabla 3.4.d Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{\psi}_o(Q)$ del SSR con valores nominales.

Grupo		a	b	c	d
IM	70%	0.00000	0.00739	0.00000	3.00000
	100%	0.00000	0.00982	-4.96914	0.00035
	130%	0.00000	0.00780	0.00000	2.73532

Tabla 3.4.e Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{\psi}_o(Q)$ del SSR con valores medios.

Grupo		a	b	c	d
IM	70%	0.00000	-0.03845	1.36107	0.03347
	100%	0.00000	0.00816	-0.00001	4.99999
	130%	0.00000	0.00742	0.00000	3.46167

Tabla 3.4.f Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{\Psi}_o(Q)$ del SSR con valores nominales.

Grupo		a	b	c	d
ID	70%	0.00000	0.00657	-0.00003	3.44444
	100%	0.00000	0.02480	-2.43424	0.00748
	130%	0.00000	0.00645	-0.00001	5.54773

Tabla 3.4.g Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{\Psi}_o(Q)$ del SSR con valores medios.

Grupo		a	b	c	d
ID	70%	0.00000	0.00734	-0.00068	2.99937
	100%	0.00000	0.00641	0.00000	6.40895
	130%	0.00000	0.00505	0.00000	5.34254

Tabla 3.4.h Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{\Psi}_o(Q)$ del SSR con valores nominales.

En las siguientes figuras se muestran las distorsiones máximas Ψ_o obtenidas del análisis paso a paso del SSR, así como el valor esperado de tales distorsiones calculado con la ecuación 3.1.

Como se observa en las figuras, para valores de $Q < 1$ los resultados se ajustan a una línea recta; lo cual se debe a que las estructuras presentan un comportamiento lineal; para valores de $Q > 1$ se presenta una dispersión de los resultados; lo anterior obedece a que las estructuras presentan un comportamiento inelástico. Se puede ver que las estructuras con menor resistencia (70%-RM con valores nominales y medios, así como, 70%-IM con valores nominales) tienen un comportamiento inelástico alcanzando valores de Q mayores a 4.

Las estructuras analizadas con valores nominales presentan más casos respondiendo en el intervalo inelástico.

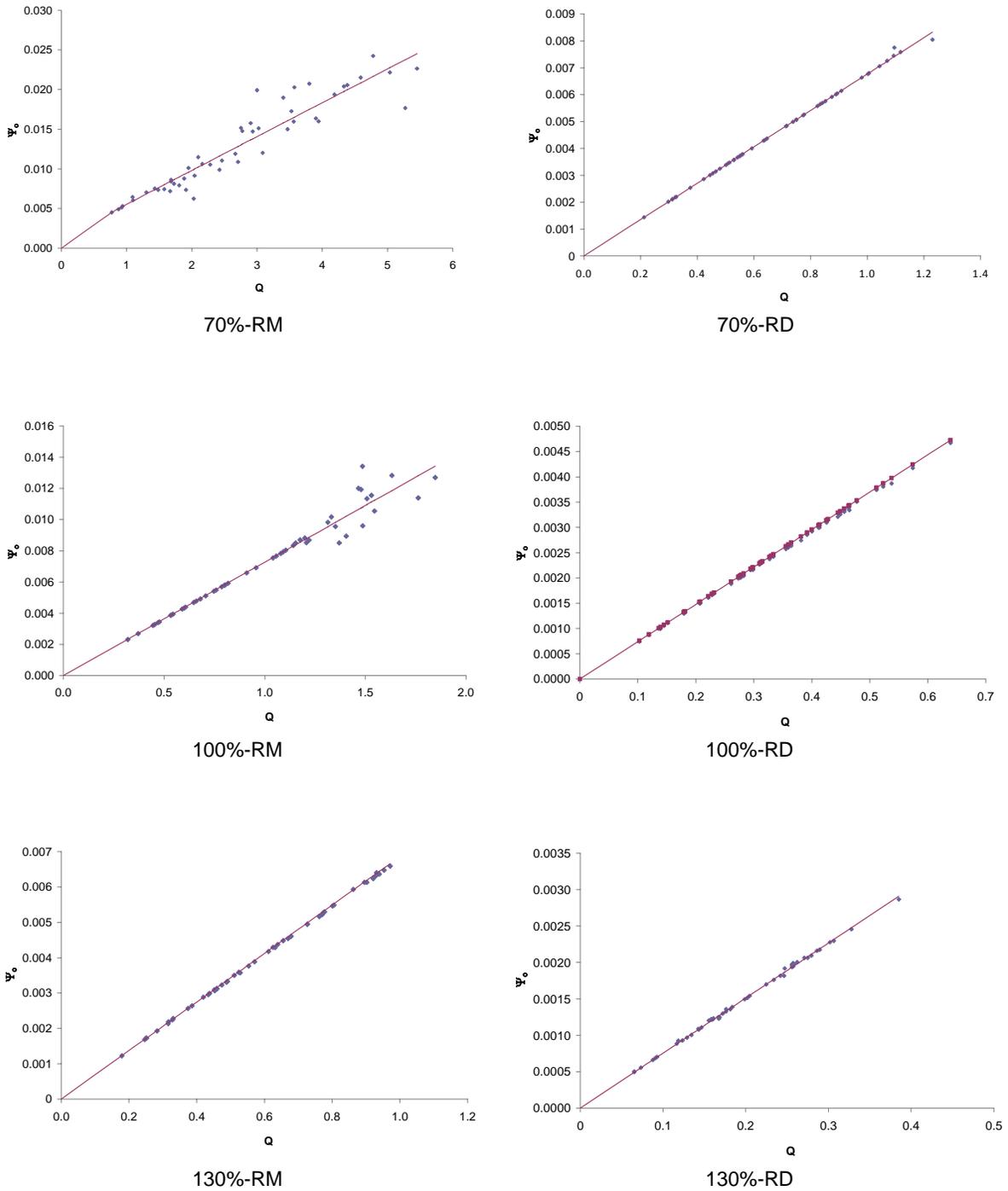


Figura 3.11 Gráfica de Ψ_0 y $\bar{\Psi}_0(Q)$ de SSR's con valores medios.

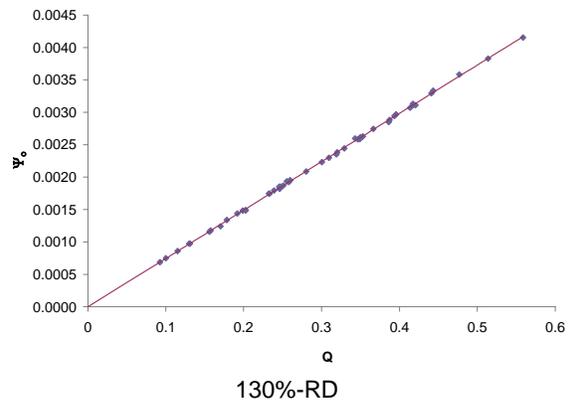
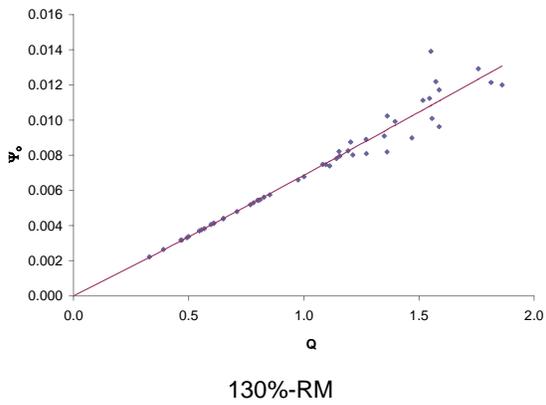
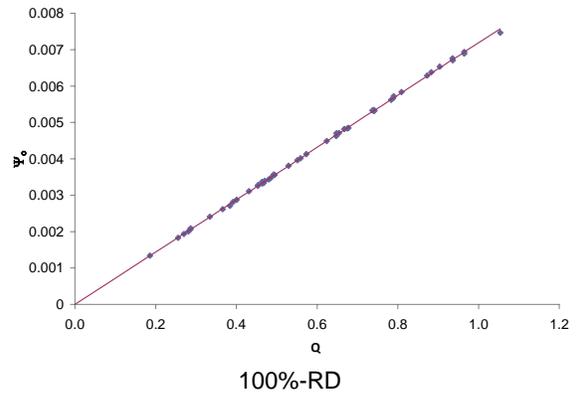
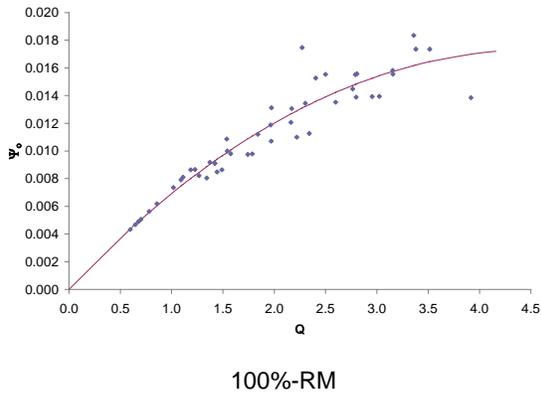
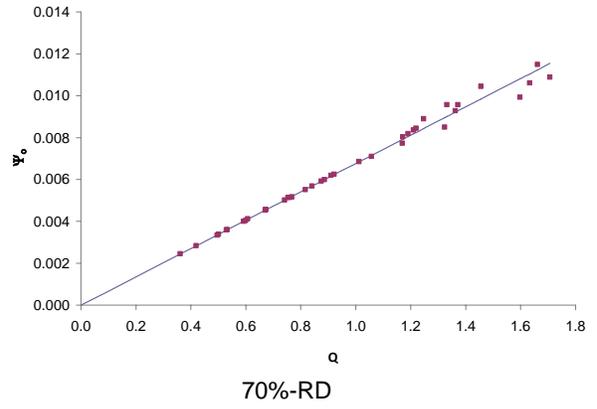
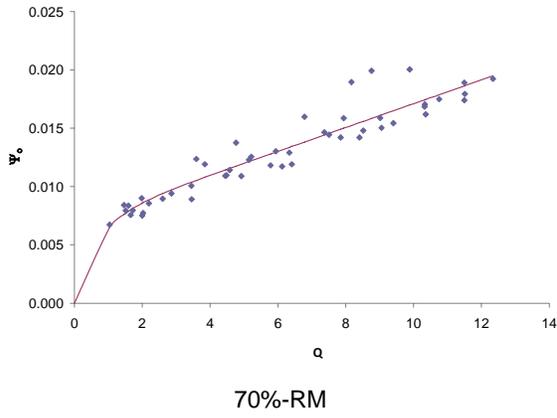
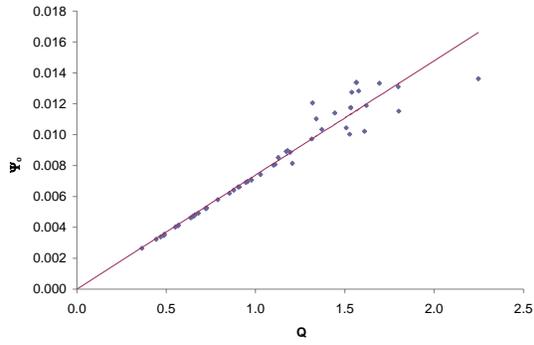
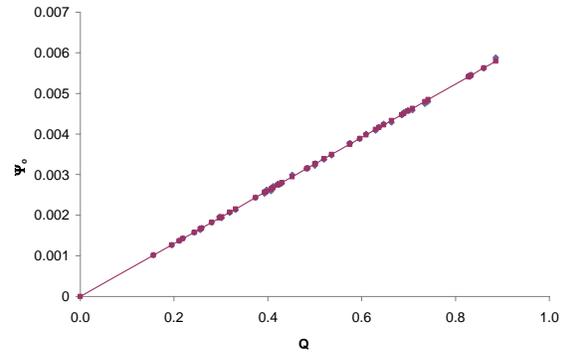


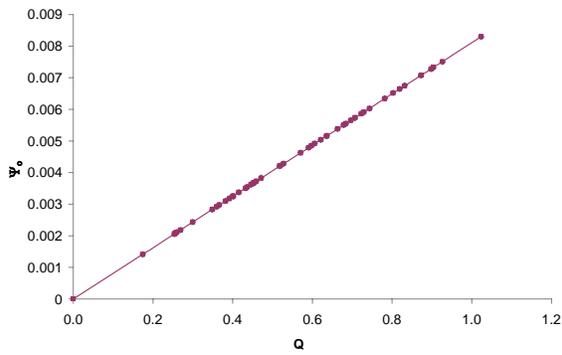
Figura 3.12 Gráfica de Ψ_0 y $\bar{\Psi}_0(Q)$ de SSR's con valores nominales.



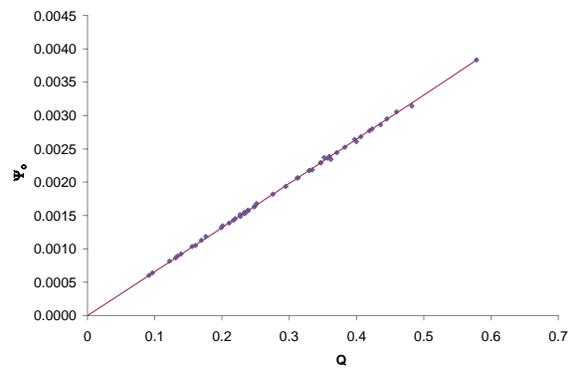
70%-IM



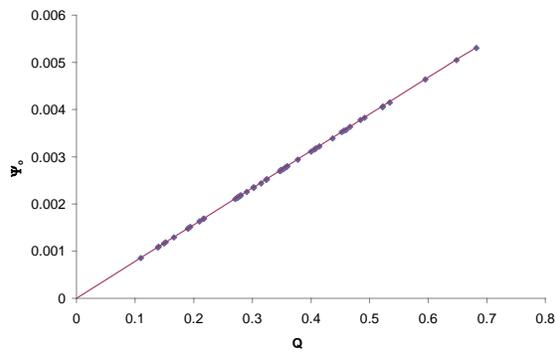
70%-ID



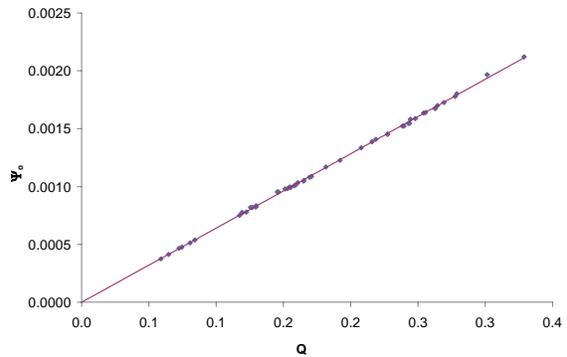
100%-IM



100%-ID



130%-IM



130%-ID

Figura 3.13 Gráfica de Ψ_0 y $\bar{\Psi}_0(Q)$ de SSR's con valores medios.

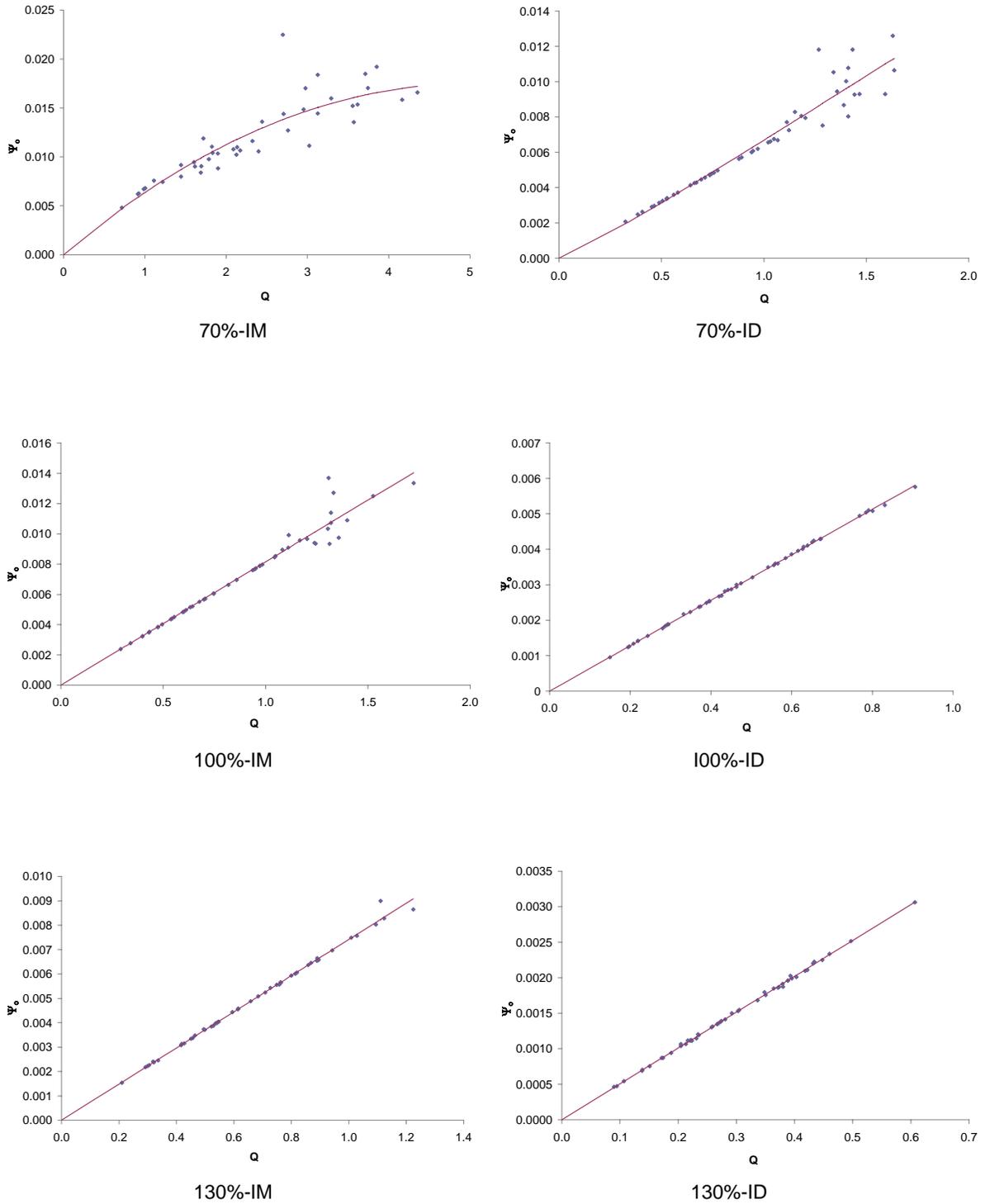


Figura 3.14 Gráfica de Ψ_0 y $\bar{\Psi}_0(Q)$ de SSR's con valores nominales.

3.6 Determinación de los factores de transformación de las respuestas

Obtenidas las respuestas de los análisis no lineales paso a paso de los MD y SSR, estamos en condiciones de determinar el factor que toma en cuenta la incertidumbre asociada al emplear SSR para estimar las respuestas de los MD.

El factor ρ se determina con la ecuación 3.3

$$\rho = \frac{\Psi}{\bar{\Psi}_o} \quad 3.3$$

Donde Ψ es la distorsión global que se obtiene mediante los análisis paso a paso del MD y $\bar{\Psi}_o(Q)$ es el valor esperado de Ψ_o que es la distorsión máxima del SSR, en función de una medida de la intensidad normalizada Q

El valor esperado de ρ en función de Q se obtiene con la ecuación 3.1, en donde los parámetros de ajuste a , b y d pueden ser nulos o positivos, la pendiente de $\bar{\rho}(Q)$ es igual a cero para $Q = 0$, por lo que se debe de cumplir que $b + cd = 0$.

En las siguientes tablas se muestran los valores de los parámetros de ajuste para cada uno de los casos estudiados.

Grupo		a	b	c	d
RM	70%	1.09398	0.00000	0.00000	0.00000
	100	0.87704	2.12362	-5.88012	0.36115
	130%	0.99069	0.00000	0.00000	3.00000

Tabla 3.5.a Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\rho}(Q)$ del factor de transformación referido al SSR's con valores medios.

Grupo		a	b	c	d
RM	70%	0.92464	56.03990	-6.16E+05	0.00009
	100	0.85644	0.16156	-0.00014	112.297
	130%	0.77669	15.67098	-3.71E+02	0.04222

Tabla 3.5.b Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\rho}(Q)$ del factor de transformación referido al SSR's con valores nominales.

Grupo		a	b	c	d
RD	70%	0.97825	10.84884	-59.42870	0.18255
	100%	1.10610	0.00000	0.00000	4.00000
	130%	1.18470	0.00000	0.00000	0.00000

Tabla 3.5.c Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\rho}(Q)$ del factor de transformación referido al SSR's con valores medios.

Grupo		a	b	c	d
RD	70%	1.00000	4.42189	-5.69639	0.77626
	100%	1.09326	8.58818	-61.44703	0.13977
	130%	1.31028	0.013021	-0.00050	60.65041

Tabla 3.5.d Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\rho}(Q)$ del factor de transformación referido al SSR's con valores nominales.

Grupo		a	b	c	d
IM	70%	0.95345	0.36400	-0.04176	8.71537
	100%	1.07928	0.08601	-0.99209	0.08670
	130%	1.00000	0.00000	0.00000	3.00000

Tabla 3.5.e Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\rho}(Q)$ del factor de transformación referido al SSR's con valores medios.

Grupo		a	b	C	d
IM	70%	0.93380	0.05041	-0.00610	8.26516
	100%	0.84117	0.37655	-0.00377	99.99845
	130%	0.92537	0.11432	-0.00368	31.09962

Tabla 3.5.f Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\rho}(Q)$ del factor de transformación referido al SSR's con valores nominales.

Grupo		a	b	C	d
ID	70%	1.31902	0.00000	0.00000	3.93751
	100%	1.01090	0.00000	0.00000	621.95967
	130%	1.051304	0.00000	0.00000	5.60003

Tabla 3.5.g Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\rho}(Q)$ del factor de transformación referido al SSR's con valores medios.

Grupo		a	b	C	d
ID	70%	0.74755	1.26022	-0.32496	3.87809
	100%	1.04980	0.513002	-0.213130	2.48490
	130%	1.23746	0.22357	-0.00971	23.03317

Tabla 3.5.h Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\rho}(Q)$ del factor de transformación referido al SSR's con valores nominales.

En las figuras (figuras 3.15, 3.16, 3.17 y 3.18) se muestran los valores obtenidos de ρ en función de Q ; así como el valor esperado $\bar{\rho}(Q)$.

El valor esperado de la ecuación 3.4 (Esteva 2002) es igual al cuadrado del coeficiente de variación del factor de transformación:

$$V_{\rho}^2 = \left(\frac{\rho}{\bar{\rho}} - 1 \right)^2 \quad 3.4$$

En las figuras 3.19, 3.20, 3.21 y 3.22 se muestran con línea continua el cuadrado del coeficiente de variación del factor de transformación (V_{ρ}^2).

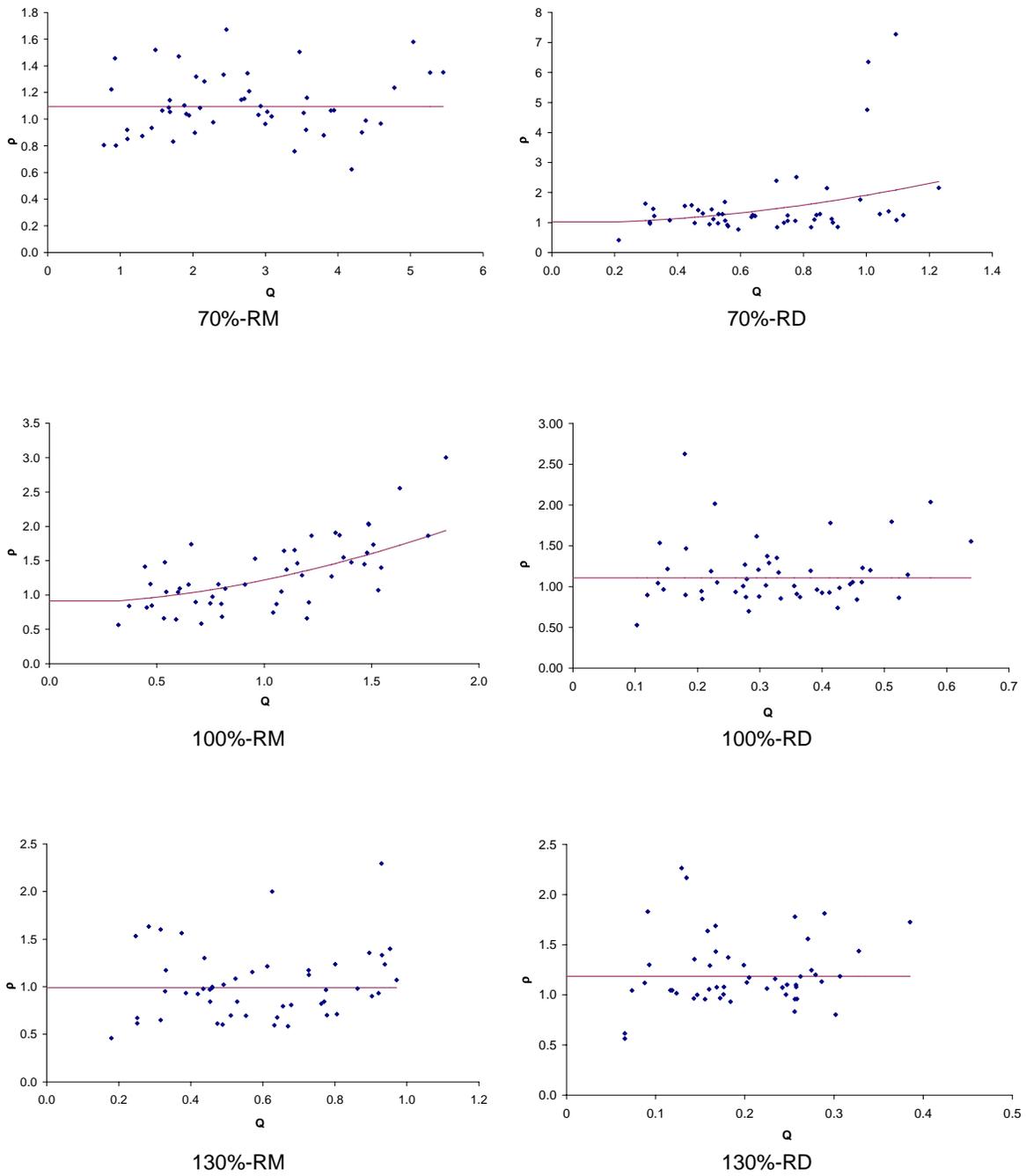


Figura 3.15 Gráfica de ρ y $\bar{\rho}(Q)$ de estructuras, referidos a los SSR's con valores medios.

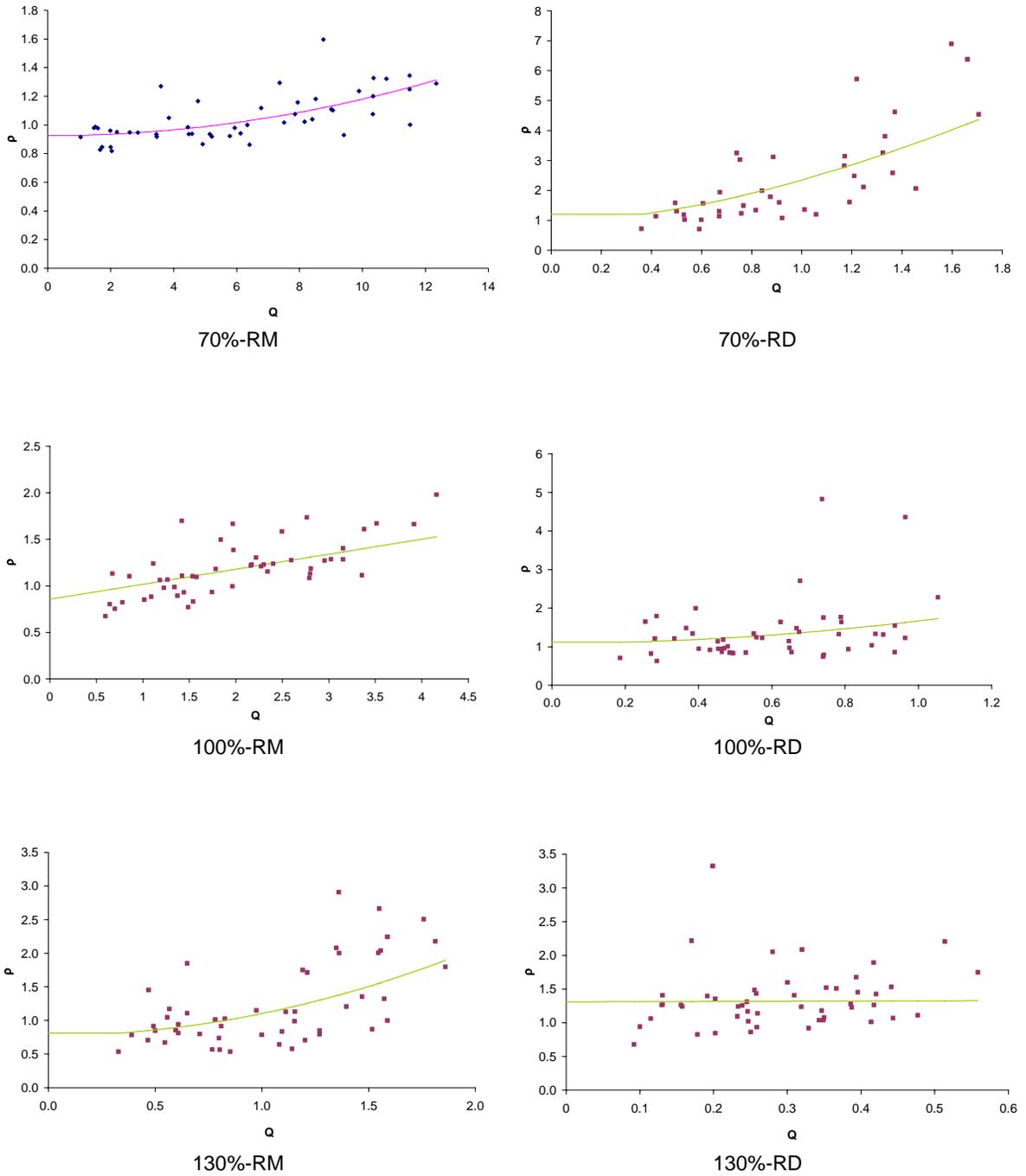


Figura 3.16 Gráfica de ρ y $\bar{\rho}(Q)$ de estructuras, referidos a los SSR's con valores nominales.

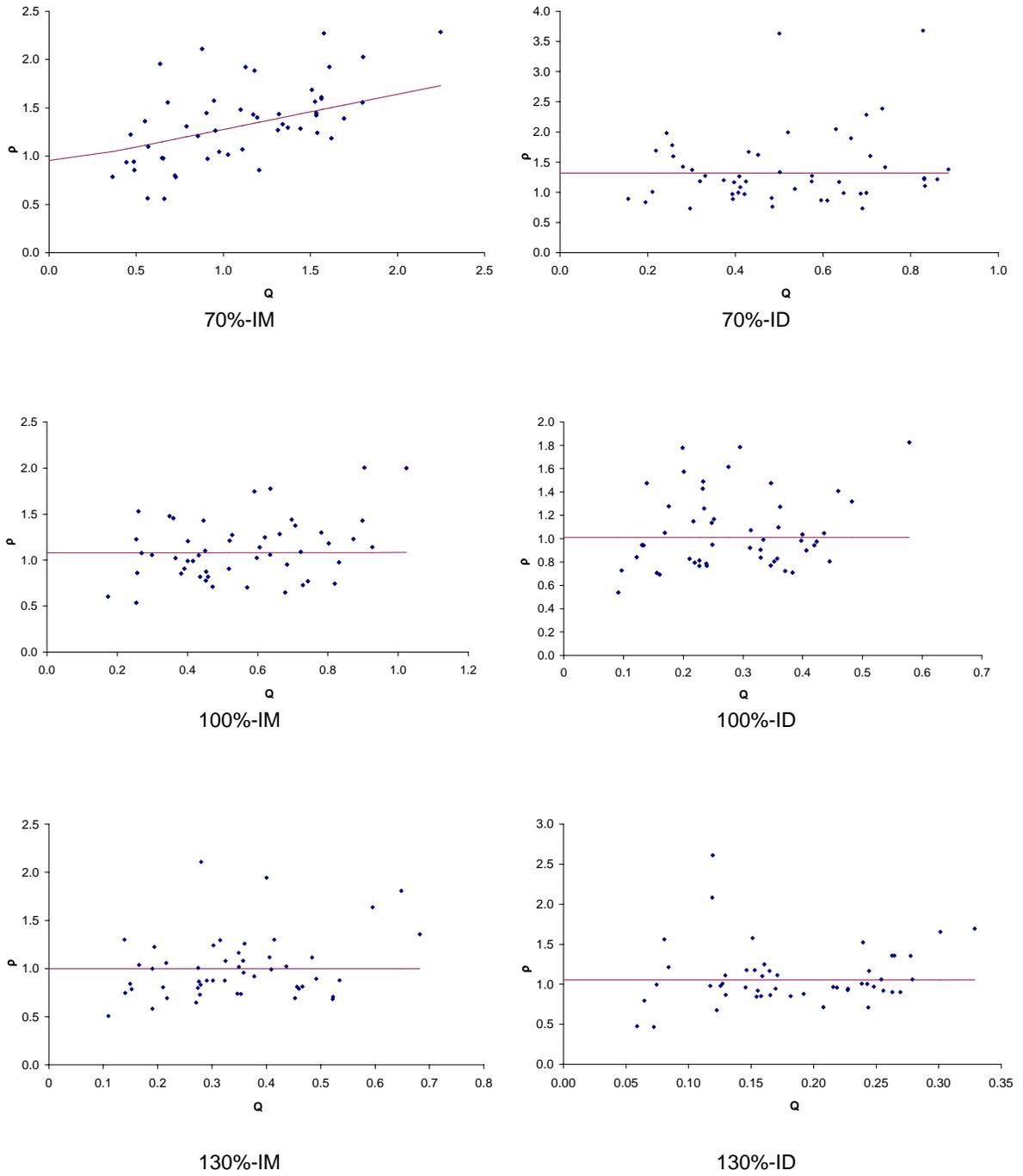


Figura 3.17 Gráfica de ρ y $\bar{\rho}(Q)$ de estructuras, referidos a los SSR's con valores medios.

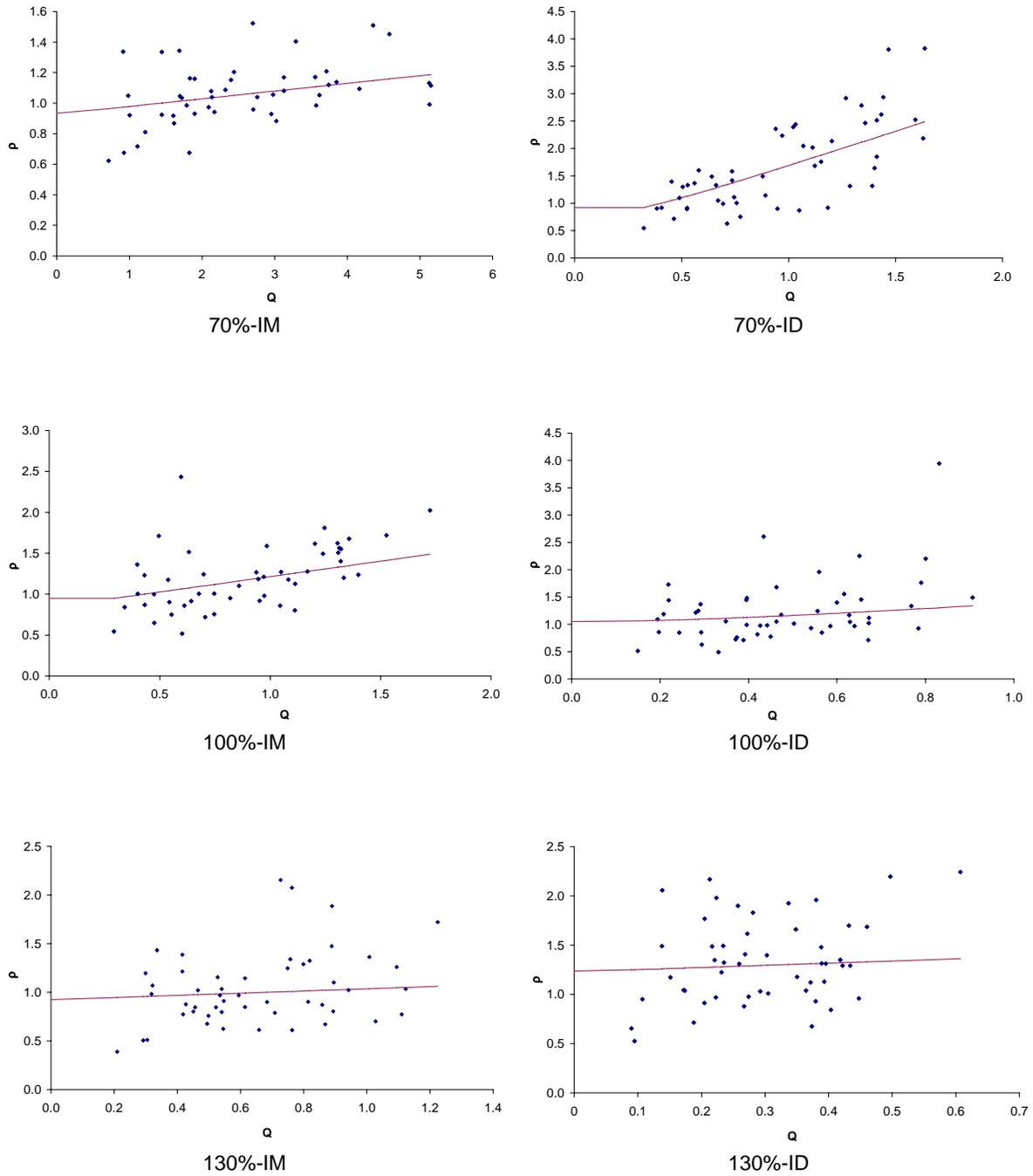


Figura 3.18 Gráfica de ρ y $\bar{\rho}(Q)$ de estructuras, referidos a los SSR's con valores nominales.

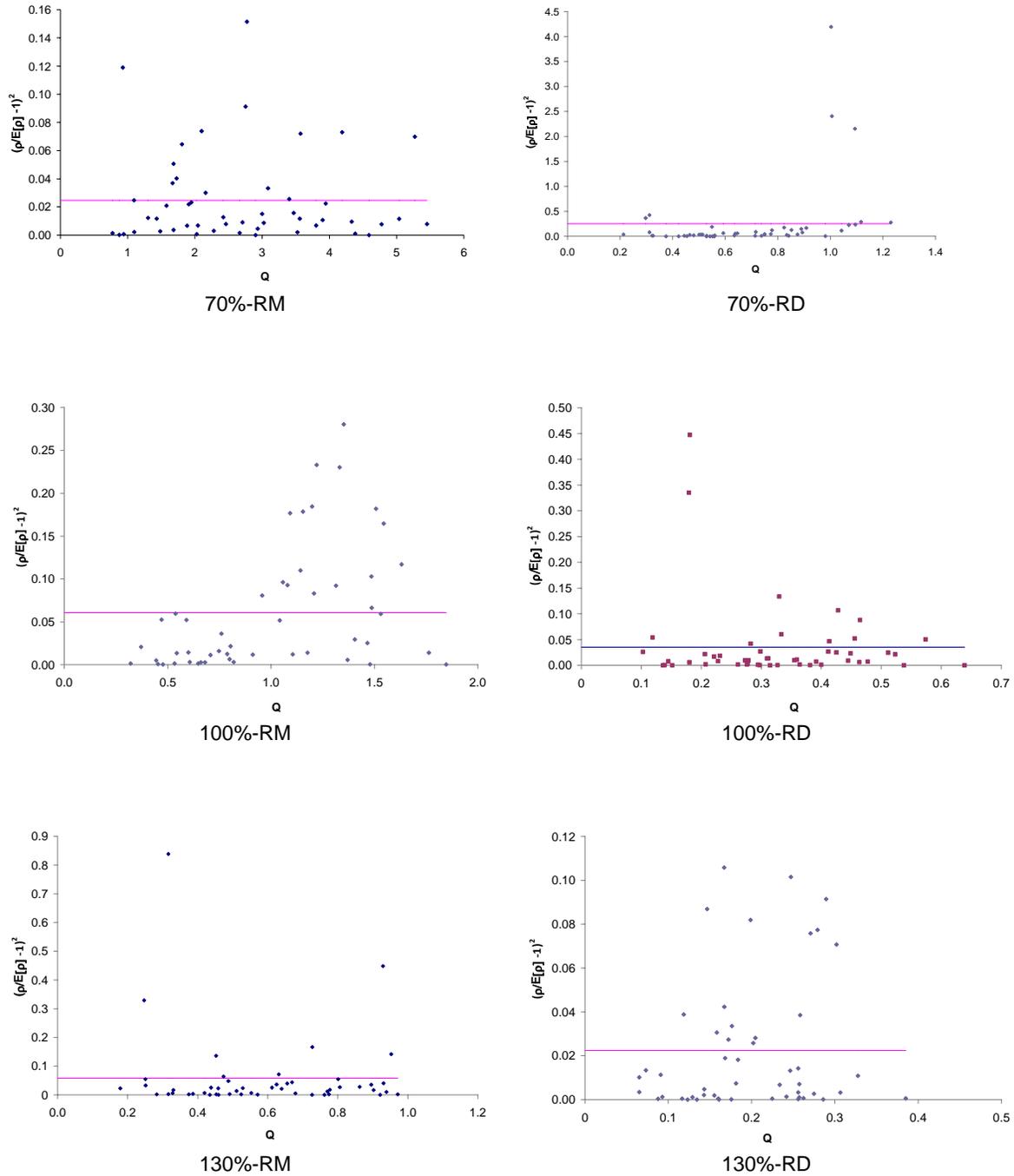


Figura 3.19 Gráfica del cuadrado del coeficiente de variación del factor de transformación (V_{ρ}^2) de estructuras con valores medios.

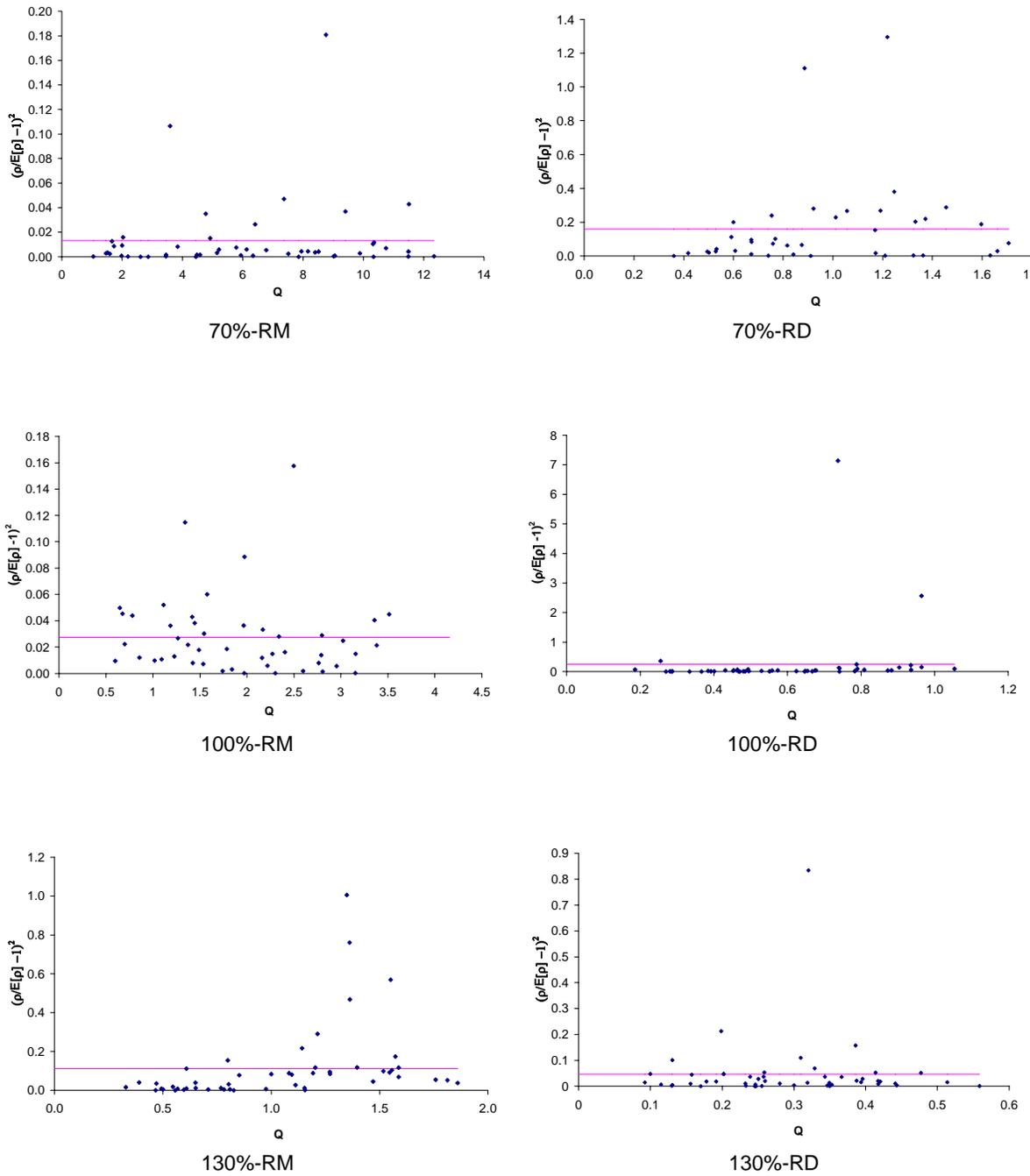


Figura 3.20 Gráfica del cuadrado del coeficiente de variación del factor de transformación (V_{ρ}^2) de estructuras con valores nominales.

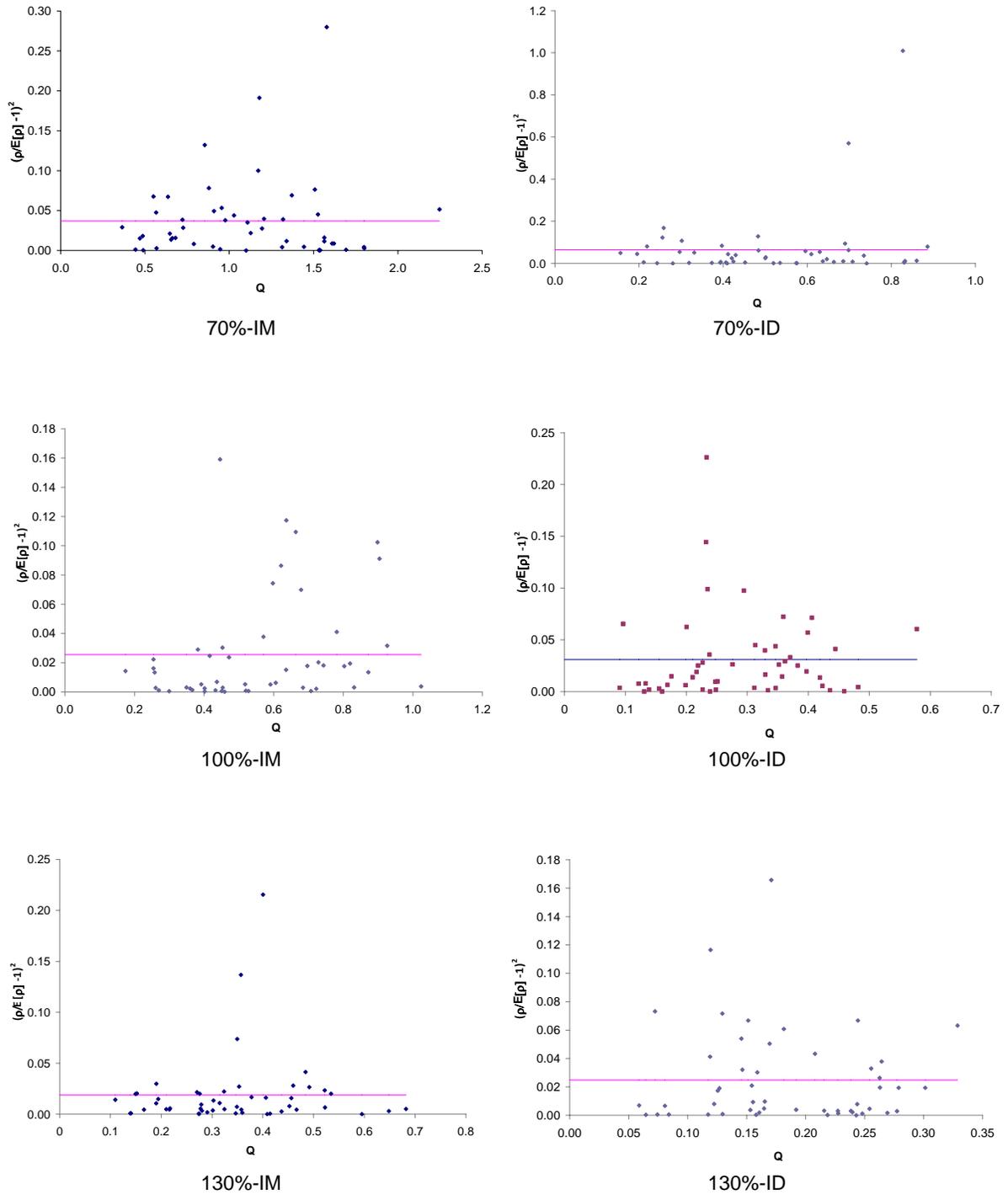


Figura 3.21 Gráfica del cuadrado del coeficiente de variación del factor de transformación (V_p^2) de estructuras con valores medios.

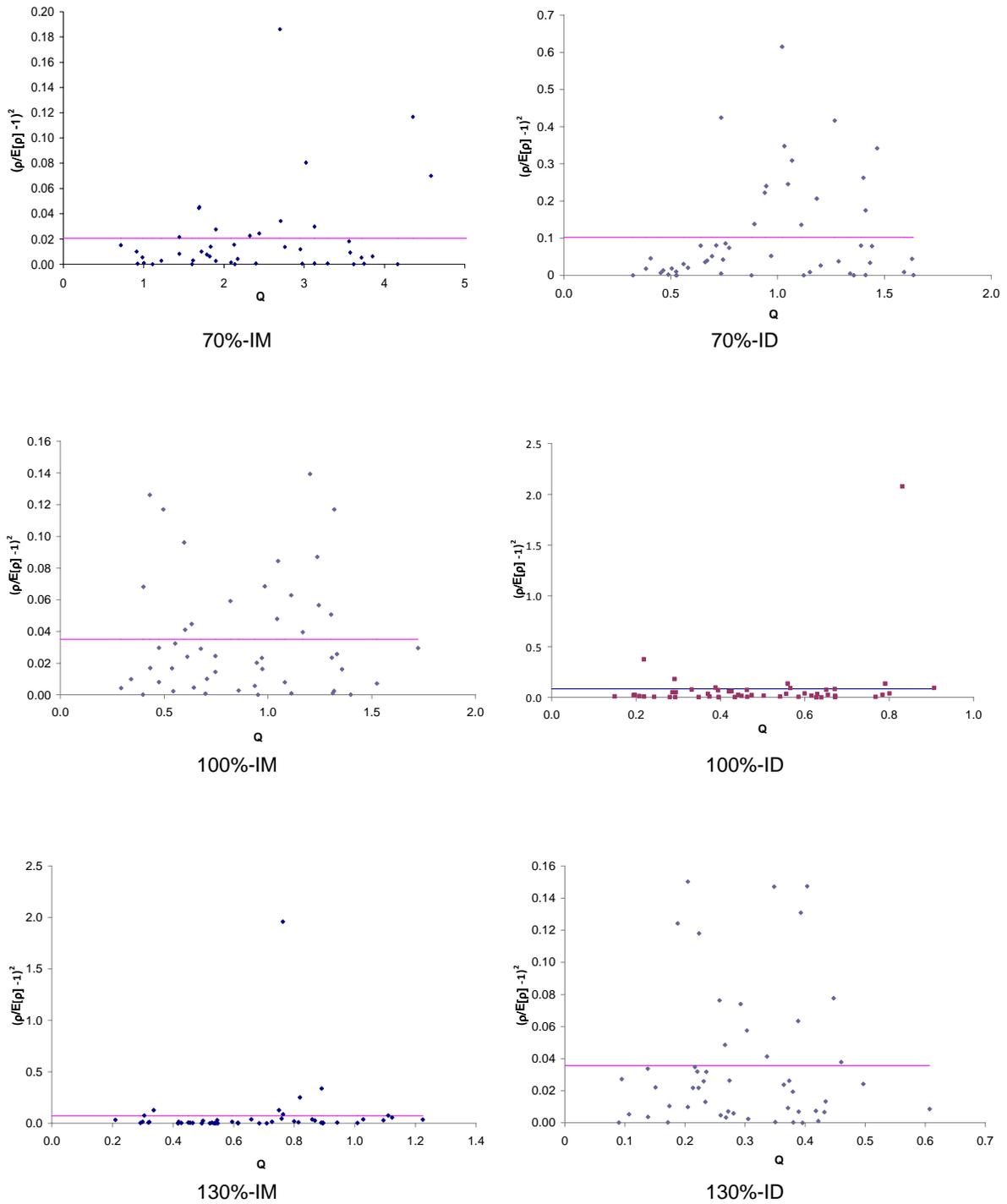


Figura 3.22 Gráfica del cuadrado del coeficiente de variación del factor de transformación (V_{ρ}^2) de estructuras con valores nominales.

3.7 Cálculo del factor de sobre-resistencia (R)

El factor de sobre-resistencia (R) se determinará mediante el cociente de coeficientes sísmicos obtenidos del SSR con valores medios (C_{e_m}), así como con valores nominales (C_{e_n}), entre el supuesto para el diseño con el programa ECO (C^*).

El coeficiente sísmico (C^* , C_{e_m} , C_{e_n}), como sabemos es el cociente de la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de las estructuras por efecto del sismo, (V^* , V_{e_m} , V_{e_n}), entre el peso total de la misma estructura, (W^* , W_{e_m} , W_{e_n}), el cual incluye las cargas muertas y vivas.

En las siguientes tablas se muestra el cálculo del factor de sobre-resistencia.

Grupo		$C_{e_m}=V_{e_m}/W_{e_m}$	$C^*=V^*/W^*$	$R=C_{e_m}/C^*$
RM	70%	0.216	0.076	2.845
	100%	0.372	0.113	3.296
	130%	0.516	0.156	3.308

Tabla 3.6.a Estructura con valores medios.

Grupo		$C_{e_n}=V_{e_n}/W_{e_n}$	$C^*=V^*/W^*$	$R=C_{e_n}/C^*$
RM	70%	0.157	0.076	2.062
	100%	0.273	0.113	2.415
	130%	0.358	0.156	2.293

Tabla 3.6.b Estructura con valores nominales.

Grupo		$C_{e_m}=V_{e_m}/W_{e_m}$	$C^*=V^*/W^*$	$R=C_{e_m}/C^*$
RD	70%	0.477	0.119	4.011
	100%	0.771	0.181	4.260
	130%	1.187	0.250	4.746

Tabla 3.6.c Estructura valores medios.

Grupo		$C_{e_n}=V_{e_n}/W_{e_n}$	$C^*=V^*/W^*$	$R=C_{e_n}/C^*$
RD	70%	0.335	0.119	2.812
	100%	0.534	0.181	2.953
	130%	0.849	0.250	3.398

Tabla 3.6.d Estructura valores nominales.

Grupo		$C_{e_m}=V_{e_m}/W_{e_m}$	$C^*=V^*/W^*$	$R=C_{e_m}/C^*$
IM	70%	0.347	0.088	3.941
	100%	0.593	0.135	4.394
	130%	0.771	0.191	4.039

Tabla 3.6.e Estructura valores medios.

Grupo		$C_{e_n}=V_{e_n}/W_{e_n}$	$C^*=V^*/W^*$	$R=C_{e_n}/C^*$
IM	70%	0.225	0.088	2.560
	100%	0.416	0.135	3.079
	130%	0.521	0.191	2.729

Tabla 3.6.f Estructura valores nominales.

Grupo		$C_{e_m}=V_{e_m}/W_{e_m}$	$C^*=V^*/W^*$	$R=C_{e_m}/C^*$
ID	70%	0.560	0.139	4.029
	100%	0.846	0.218	3.880
	130%	1.293	0.327	3.954

Tabla 3.6.g Estructura valores medios.

Grupo		$Ce_n=Ve_n/We_n$	$C^*=V^*/W^*$	$R=Ce_n/C^*$
ID	70%	0.377	0.139	2.715
	100%	0.571	0.218	2.619
	130%	0.794	0.327	3.113

Tabla 3.6.h Estructura valores nominales.

3.8 Cálculo de la demanda de ductilidad del SSR con sobre resistencia

Para obtener la demanda de ductilidad se tuvieron que dividir las respuestas del análisis paso a paso del SSR utilizando los mismos registros sísmicos simulados empleados en el análisis paso a paso de los MD, entre el desplazamiento de fluencia del SSR.

En otras palabras, la demanda de ductilidad del SSR se determinó con la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{S_d}{u_y} \quad 3.5$$

En donde S_d es la ordenada del espectro de respuesta inelástica de desplazamiento y u_y el desplazamiento de fluencia de SSR.

$\bar{\mu}(Q)$ es el valor esperado de μ en función de una medida de la intensidad normalizada Q , el cual se obtiene con la ecuación 3.1 donde Q se tomará igual a $Q - 1$, el parámetro de ajuste a se tomará igual a la unidad, considerando que $\mu = Q$ para $Q < 1$. En este caso la pendiente es igual a la unidad, lo cual conduce a la condición $b + cd = 1$.

En las siguientes tablas se muestran los valores de los parámetros de ajuste para los casos en que las estructuras de este trabajo fluyeron.

Grupo		b	c	d
RM	70%	0.66115	0.01141	29.70767
	100	0.69329	3.91120	0.07842

Tabla 3.7.a Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores medios.

Grupo		b	c	d
RM	70%	0.16704	0.17496	4.76081
	100	0.28590	0.56468	1.26461
	130%	1.00000	0.09171	0.00000

Tabla 3.7.b Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores nominales.

Grupo		b	c	d
RD	70%	0.12864	0.74848	1.16418

Tabla 3.7.c Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores medios.

Grupo		b	c	d
RD	70%	0.99984	0.10522	0.00150

Tabla 3.7.d Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores nominales.

Grupo		b	c	d
IM	70%	-0.71360	26.70485	0.06417

Tabla 3.7.e Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores medios.

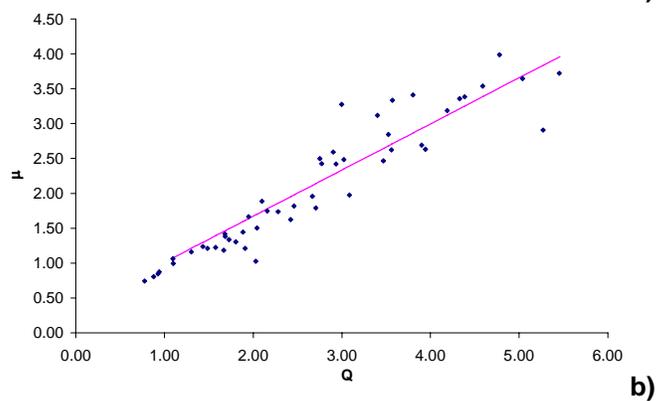
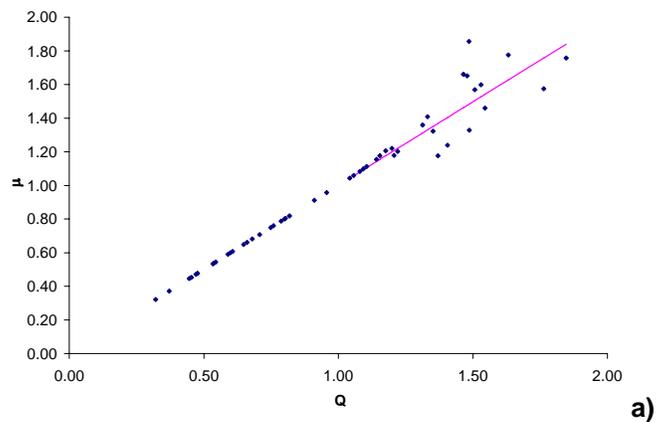
Grupo		b	c	d
IM	70%	0.10529	1.130157	0.68741
	100%	1.00000	0.09518	0.00000
	130%	0.00000	0.61787	1.61845

Tabla 3.7.f Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores nominales.

Grupo		b	c	d
ID	70%	1.00000	0.17263	0.00000

Tabla 3.7.g Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores nominales.

En siguientes figuras se muestran los valores obtenidos de μ en función de Q ; así como el valor esperado $\bar{\mu}(Q)$.



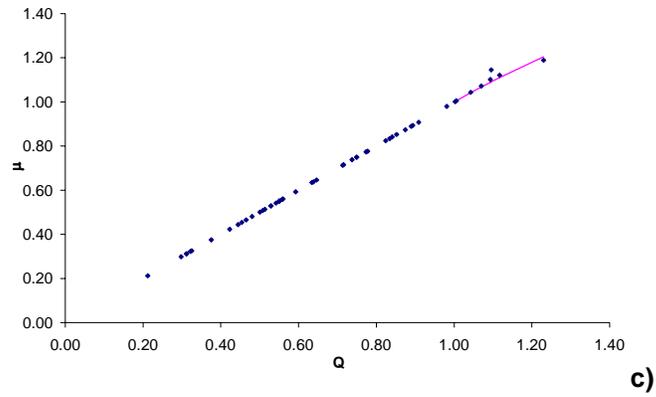
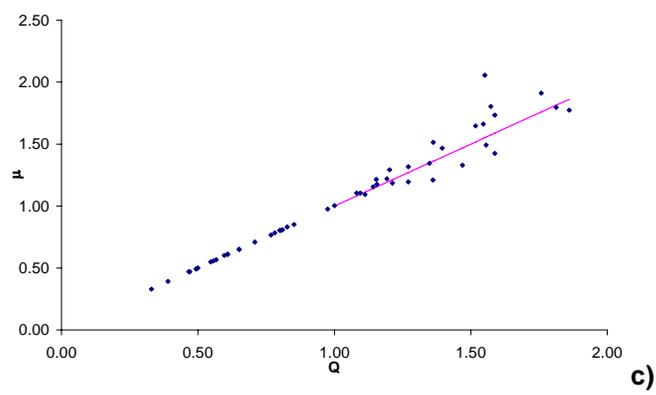
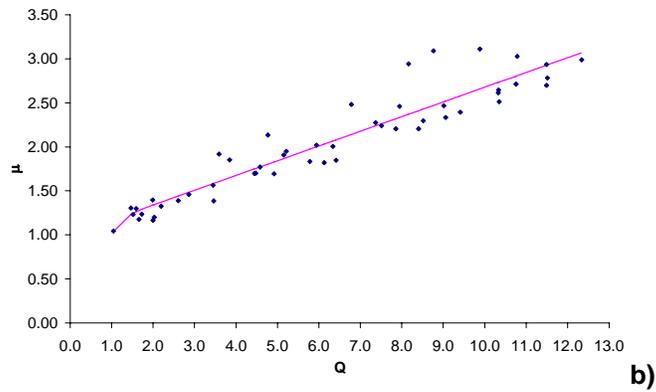
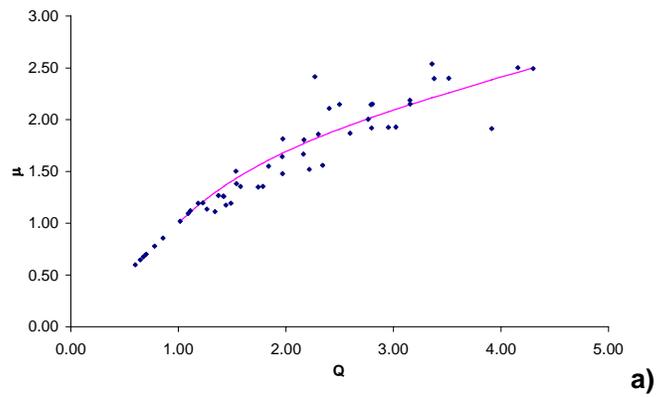


Figura 3.23 Gráfica de μ y $\mu(Q)$ de SSR's con valores medios: a) 100%-RM; b)70%-RM; c) 70%-RD.



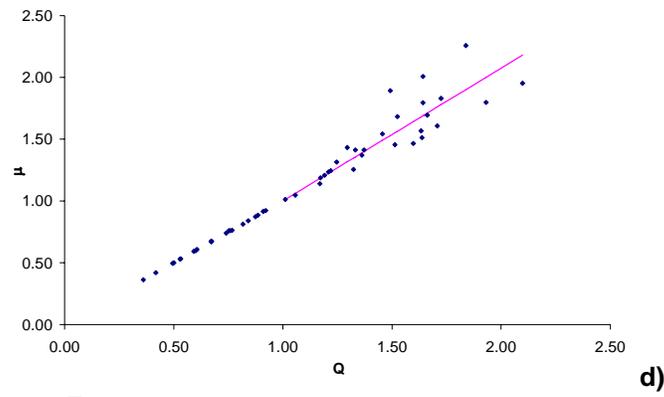


Figura 3.24 Gráfica de μ y $\mu(Q)$ de SSR's con valores nominales: a) 100%-RM; b)70%-RM; c) 130%-RM; d)70%-RD.

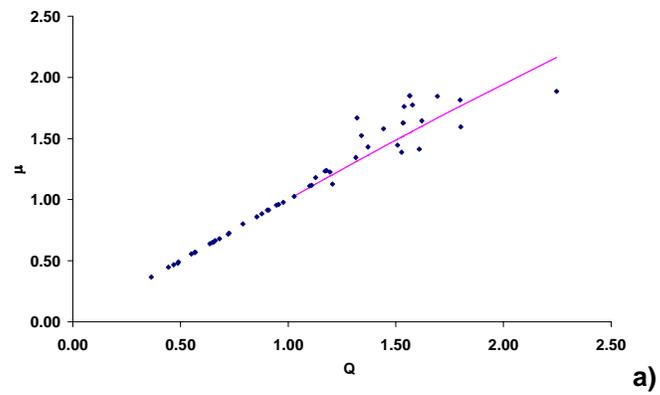
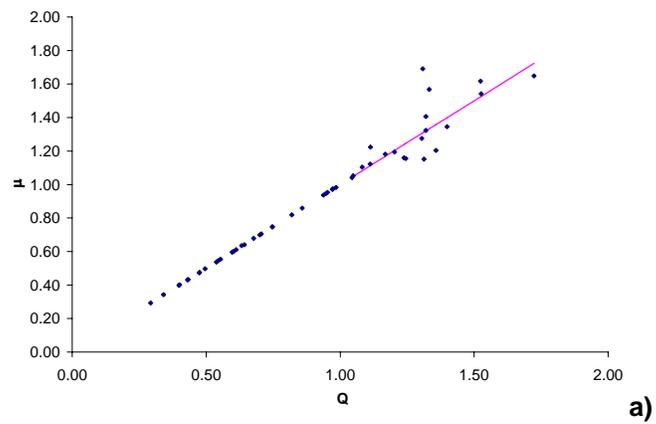


Figura 3.25 Gráfica de μ y $\mu(Q)$ de SSR's con valores medios: a) 70%-IM.



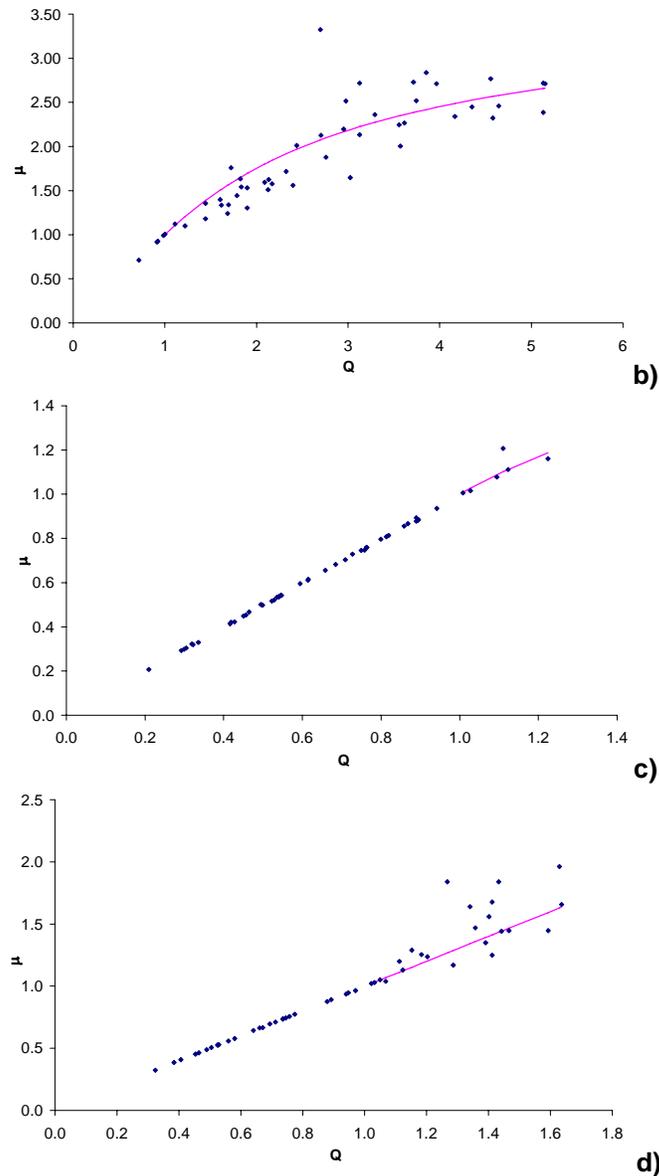


Figura 3.26 Gráfica de μ y $\bar{\mu}(Q)$ de SSR's con valores nominales: a) 100%-IM; b) 70%-IM; c) 130%-IM; d) 70%-ID.

3.9 Cálculo de la demanda de ductilidad del SSR sin sobre resistencia

Para evaluar la demanda de ductilidad sin sobre-resistencia, se consideró a la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de la estructura por efecto del sismo (Ve_m o Ve_n), igual al producto del coeficiente de diseño sísmico (C^*) por el peso total de la misma estructura (We_m o We_n), dependiendo del caso en estudio.

$\bar{\mu}(Q)$ sin sobre-resistencia se determinó con la ecuación 3.1; ahora Q se tomará igual a $Q - R$, el parámetro de ajuste a se tomará igual a la unidad, considerando que $\mu = R$ para $Q < R$. En este caso la pendiente es igual a la unidad, por lo cual $b + cd = \frac{1}{R}$.

En las siguientes tablas se muestran los valores de los parámetros de ajuste para los casos en que las estructuras de este trabajo fluyeron.

Grupo		b	c	d
RM	70%	0.23263	0.01141	10.45270
	100	0.21273	3.91120	0.02406

Tabla 3.8.a Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores medios.

Grupo		b	c	d
RM	70%	0.08086	0.17496	2.30459
	100	0.11972	0.56468	0.52957
	130%	0.44014	0.09171	0.00000

Tabla 3.8.b Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores nominales.

Grupo		b	c	d
RD	70%	0.03276	0.74848	0.29653

Tabla 3.8.c Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores medios.

Grupo		b	c	d
RD	70%	0.36318	0.10522	0.00054

Tabla 3.8.d Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores nominales.

Grupo		b	c	d
IM	70%	-0.18420	26.70485	0.01656

Tabla 3.8.e Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores medios.

Grupo		b	c	d
IM	70%	0.04184	1.130157	0.27321
	100%	0.32916	0.09518	0.00000
	130%	0.00000	0.61787	0.60121

Tabla 3.8.f Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores nominales.

Grupo		b	c	d
ID	70%	0.37495	0.17263	0.00000

Tabla 3.8.g Valores de los parámetros de ajuste para obtener $\bar{\mu}(Q)$ con valores nominales.

En las siguientes figuras se muestran los valores obtenidos de μ y de $\bar{\mu}(Q)$ con y sin sobre-resistencia en función de Q .

Las gráficas muestran la relación entre la demanda de ductilidad con y sin sobre-resistencia para una misma medida de intensidad.

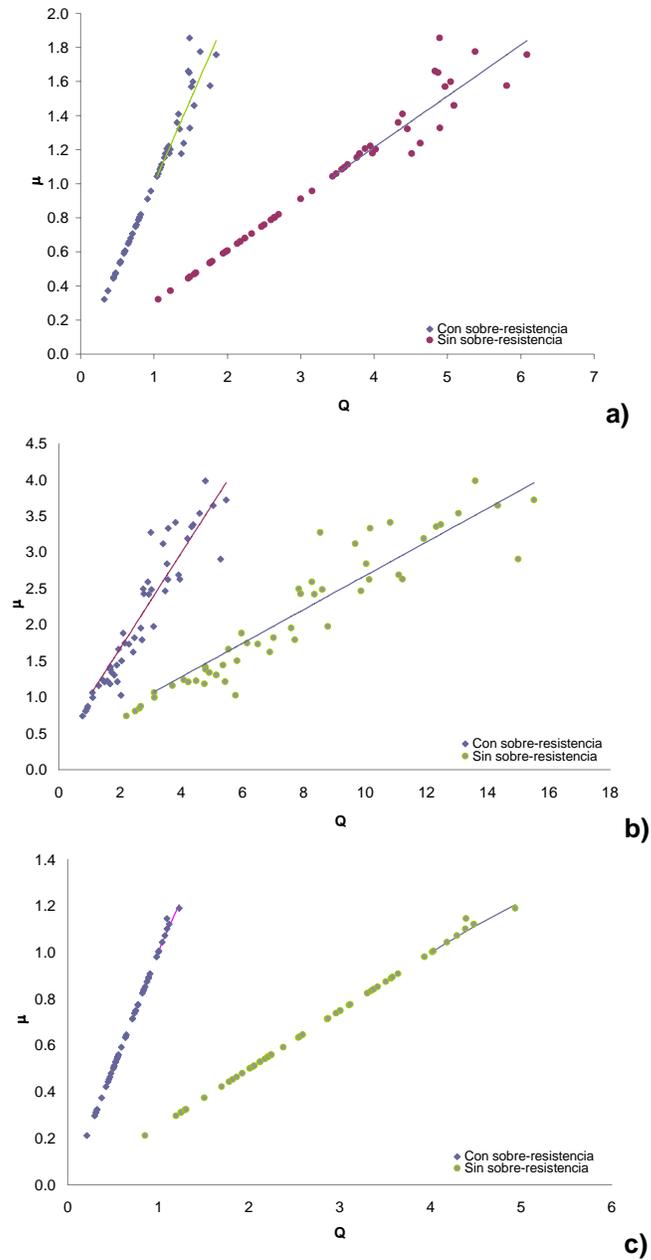


Figura 3.27 Gráfica de μ y $\mu(Q)$ de SSR's con valores medios: a) 100%-RM; b) 70%-RM; c) 70%-RD.

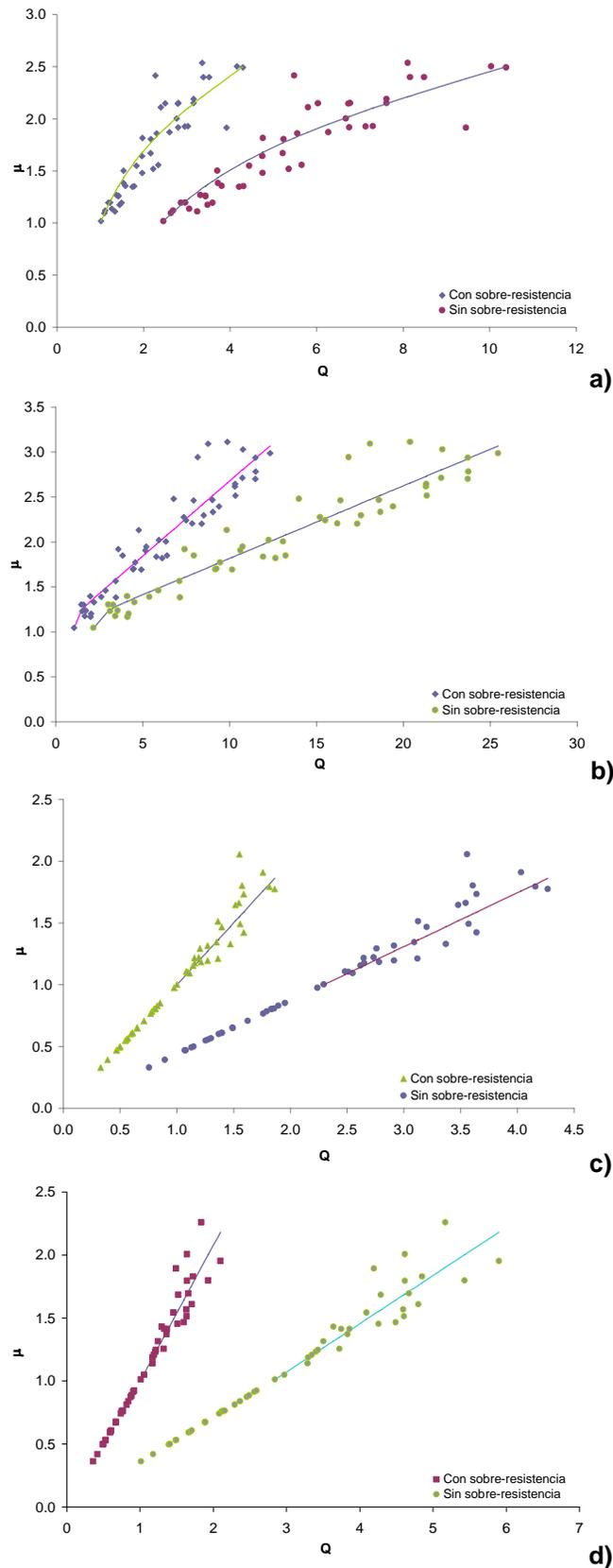


Figura 3.28 Gráfica de μ y $\bar{\mu}(Q)$ de SSR's con valores nominales: a) 100%-RM; b) 70%-RM; c) 130%-RM; d) 70%-RD.

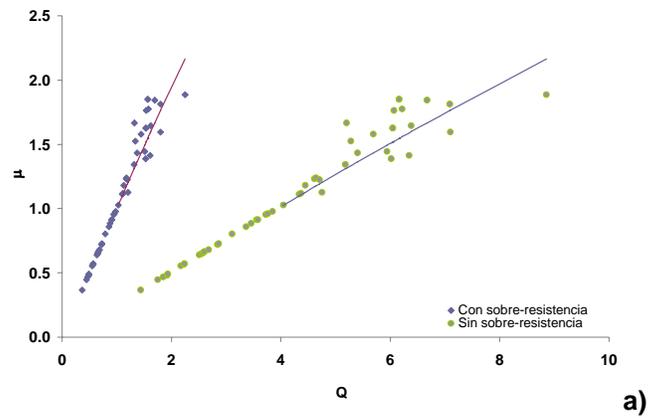
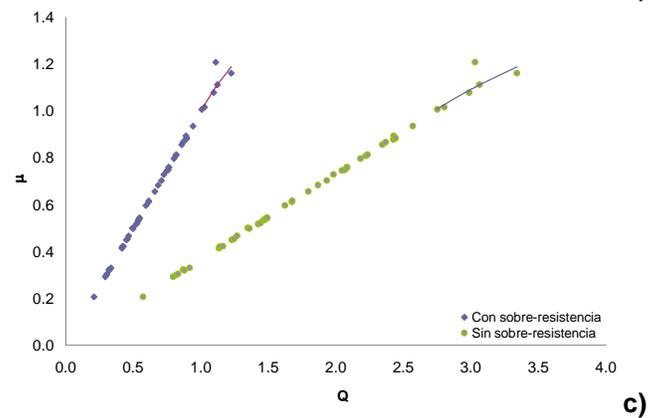
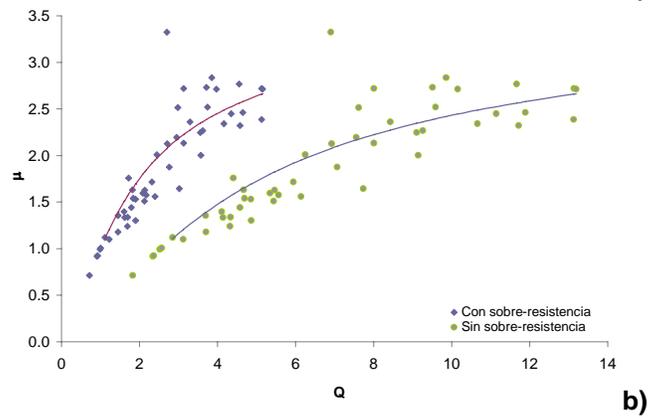
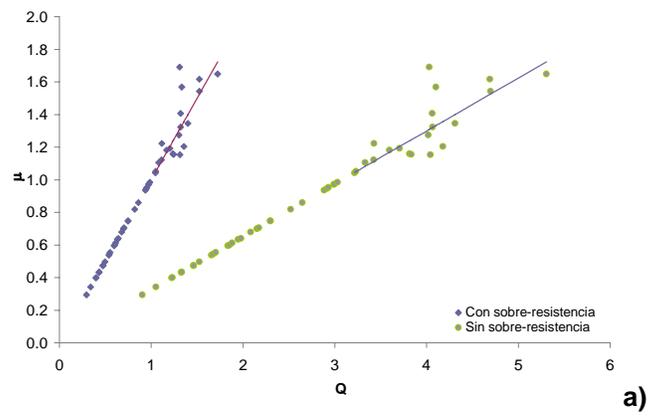


Figura 3.29 Gráfica de μ y $\bar{\mu}(Q)$ de SSR's con valores medios: a) 70%-IM.



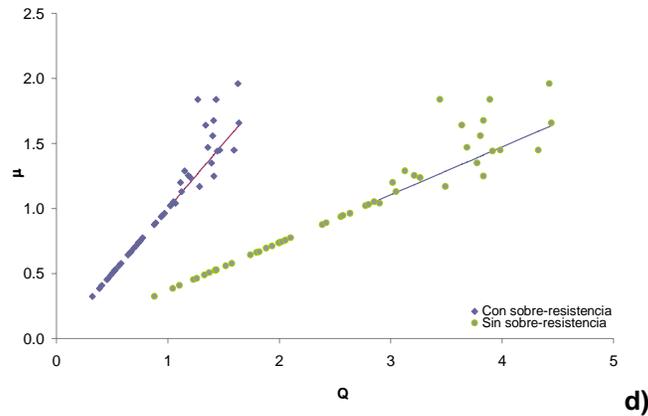


Figura 3.30 Gráfica de μ y $\mu(Q)$ de SSR con valores nominales: a) 100%-IM; b) 70%-IM; c) 130%-IM; d) 70%-ID.

De las figuras 3.27 a 3.30 se puede observar lo siguiente:

- la demanda de ductilidad (μ) es mayor al considerar la sobre-resistencia;
- μ presenta una mayor dispersión en el comportamiento no lineal sin sobre-resistencia;
- μ de estructuras a base de marcos con valores medios (figuras: 3.27.a, 3.27.b, 3.29.a) es mayor que μ de estructuras a base de marcos con valores nominales (figuras: 3.28.a, 3.28.b, 3.30.b);
- μ de estructuras duales con valores nominales (figura 3.28.d) es mayor que μ de estructuras duales con valores medios (figura 3.27.c).

Con lo anterior se hace ver la diferencia entre los valores de las demandas de ductilidad de los SSR, según se trabaje con o sin sobre-resistencia, así como, con valores medios o nominales.

4 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD

4.1 Metodología para evaluar la confiabilidad

En este trabajo de investigación se adoptó el criterio de Cornell (1969), como se mencionó en el punto 2.3; en donde el numerador y denominador son respectivamente la media y a desviación estándar del logaritmo natural del factor de seguridad (Z), ecuación 2.5.

Para obtener el factor o margen de seguridad de cada una de las estructuras de estudio de este trabajo se siguió la siguiente metodología:

- análisis de empuje lateral pseudo-estático, con el cual se obtiene la capacidad global de deformación de cada sistema, la cual se determina a partir de la curva de capacidad. Así se obtienen los siguientes valores:

RM		RD		IM		ID	
Grupo	Ψ_c	Grupo	Ψ_c	Grupo	Ψ_c	Grupo	Ψ_c
70 %	0.0158	70 %	0.0167	70 %	0.0156	70 %	0.0307
100 %	0.0172	100 %	0.0208	100 %	0.0287	100 %	0.0239
130%	0.0155	130%	0.0249	130%	0.0305	130%	0.0188

Tabla 4.1.a Distorsiones máximas globales obtenidas de la curva de capacidad para valores medios.

RM		RD		IM		ID	
Grupo	Ψ_c	Grupo	Ψ_c	Grupo	Ψ_c	Grupo	Ψ_c
70 %	0.0154	70 %	0.0169	70 %	0.0146	70 %	0.0336
100 %	0.0175	100 %	0.0229	100 %	0.0315	100 %	0.0257
130%	0.0162	130%	0.0251	130%	0.0329	130%	0.0169

Tabla 4.1.b Distorsiones máximas globales obtenidas de la curva de capacidad para valores nominales.

- análisis paso a paso con sismos sintéticos que generaron daño en las estructuras, obteniendo como resultado el desplazamiento global de la estructura.

El valor esperado o momento estadístico de primer orden del margen de seguridad se obtiene con la expresión 4.1, en función de la ordenada espectral expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, en donde los parámetros de ajuste a , b y c se obtienen por medio del ajuste por mínimos cuadrados y η se obtiene con la expresión 4.2.

$$\bar{Z} = a - b\eta + ce^{\frac{c}{|\eta|^\eta}} \quad 4.1$$

$$\eta = \text{Ln}\left(\frac{Sa}{g}\right) \quad 4.2$$

En las tablas 4.2.a - h se muestran los valores de los parámetros de ajuste para la media de Z , en función de la intensidad, medida por la ordenada del espectro lineal de pseudo-aceleraciones para el periodo natural del SSR. En los casos a, c, e, g, dichos periodos corresponden a sistemas determinados con valores medios de las propiedades mecánicas, mientras que para los casos b, d, f, h, dichos periodos corresponden a los valores nominales de dichas propiedades. En forma gráfica, las relaciones entre \bar{Z} y $\frac{Sa}{g}$ se muestran en las figuras 4.1-4.4 para cada uno de los sistemas estudiados.

Grupo		a	b	c
RM	70%	-0.31515	0.73172	0.02823
	100%	1.22124	0.50580	-2.66531
	130%	0.99310	0.64356	-1.14612

Tabla 4.2.a Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR's con valores medios.

Grupo		a	b	c
RM	70%	0.57185	0.22389	-0.46411
	100%	-0.34920	0.91487	0.02034
	130%	2.32196	0.05772	-4.18629

Tabla 4.2.b Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR's con valores nominales.

Grupo		a	b	c
RD	70%	1.10671	0.59451	-2.24964
	100%	0.82984	0.83688	0.01739
	130%	1.39394	0.77832	0.02988

Tabla 4.2.c Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR's con valores medios.

Grupo		a	b	c
RD	70%	0.40374	0.86885	-3.44884
	100%	1.84542	0.40119	-2.47453
	130%	0.78726	0.98875	0.00349

Tabla 4.2.d Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR's con valores nominales.

Grupo		a	b	c
IM	70%	-0.73131	1.22991	-0.16609
	100%	0.99622	0.85196	-0.43647
	130%	1.15670	0.92794	0.01997

Tabla 4.2.e Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR's con valores medios.

Grupo		a	b	c
IM	70%	-0.43114	0.46548	0.13467
	100%	1.13013	0.76276	-1.44105
	130%	0.85626	0.73706	0.09128

Tabla 4.2.f Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR's con valores nominales.

Grupo		a	b	c
ID	70%	1.84071	0.52674	-1.70238
	100%	1.18889	0.90285	0.01286
	130%	1.41094	0.83032	0.02849

Tabla 4.2.g Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR's con valores medios.

Grupo		a	b	c
ID	70%	1.06918	0.97688	-2.20709
	100%	2.64623	0.29396	-3.54120
	130%	0.93290	0.94536	-0.45492

Tabla 4.2.h Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR's con valores nominales.

El momento estadístico de segundo orden se determina con la ecuación 4.3.

$$\sigma_z^2 = pe^{qy^2} \quad 4.3$$

En donde p y q son parámetros de ajuste que se obtienen igual que los de la ecuación 4.3, en función de la ordenada espectral expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

En las siguientes tablas se muestran los valores de los parámetros de ajuste para cada uno de los sistemas estudiados.

Grupo		p	q
RM	70%	0.02191	0.00000
	100%	0.04100	2.42797
	130%	0.04247	0.00000

Tabla 4.3.a Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR's con valores medios.

Grupo		p	q
RM	70%	0.01003	0.15747
	100%	0.02593	0.00000
	130%	0.05471	2.91638

Tabla 4.3.b Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR's con valores nominales.

Grupo		p	q
RD	70%	0.04983	7.65705
	100%	0.02842	0.00000
	130%	0.01666	4.05150

Tabla 4.3.c Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR's con valores medios.

Grupo		p	q
RD	70%	0.01316	1.02017
	100%	0.04351	6.78870
	130%	0.03769	0.00000

Tabla 4.3.d Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR's con valores nominales.

Grupo		p	q
IM	70%	0.03405	0.01443
	100%	0.01751	2.60120
	130%	0.01437	0.79891

Tabla 4.3.e Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR's con valores medios.

Grupo		p	q
IM	70%	0.01308	1.01734
	100%	0.02739	1.22372
	130%	0.03454	1.68389

Tabla 4.3.f Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR's con valores nominales.

Grupo		p	q
ID	70%	0.02675	5.80032
	100%	0.02413	1.89619
	130%	0.02382	0.00000

Tabla 4.3.g Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR's con valores medios.

Grupo		p	q
ID	70%	0.07909	1.60463
	100%	0.00828	13.96997
	130%	0.03917	0.21281

Tabla 4.3.h Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR's con valores nominales.

La variación de σ_z^2 con $\frac{Sa}{g}$ se muestra en forma gráfica en las figuras 4.5-4.8.

De las figuras 4.1 a 4.4 se puede apreciar que los márgenes de seguridad de los sistemas estructurales obtenidos con valores medios son mayores que los obtenidos con valores nominales; así como también, se puede ver que los márgenes de seguridad de los sistemas duales son mayores que los sistemas estructurales a base de marcos.

En las figuras 4.5 a 4.8 se muestra la media de distancias que tienen los datos respecto a la media del margen de seguridad de cada uno de los sistemas estructurales estudiados.

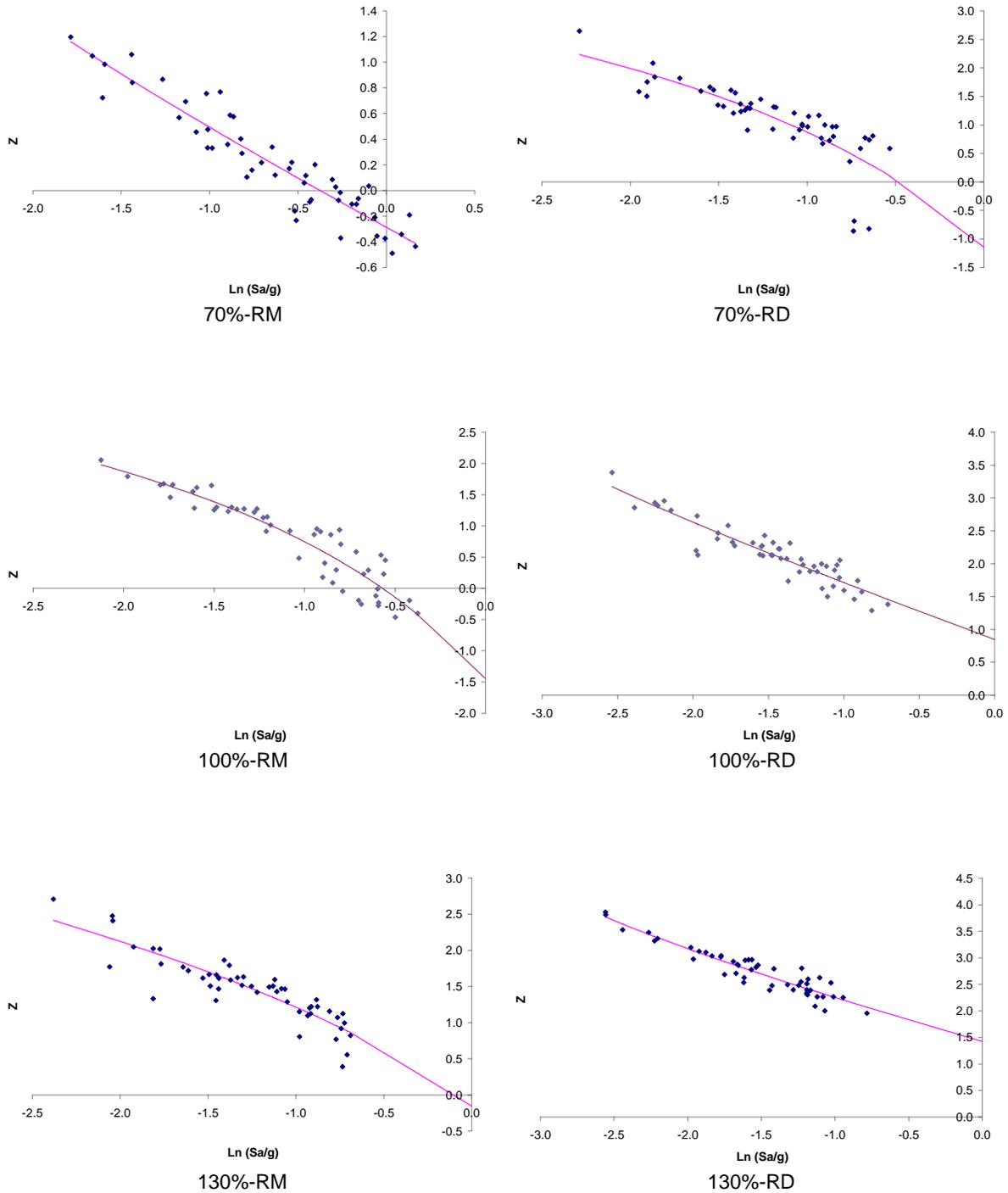


Figura 4.1 Gráfica de Z y $\bar{Z}(\eta)$; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

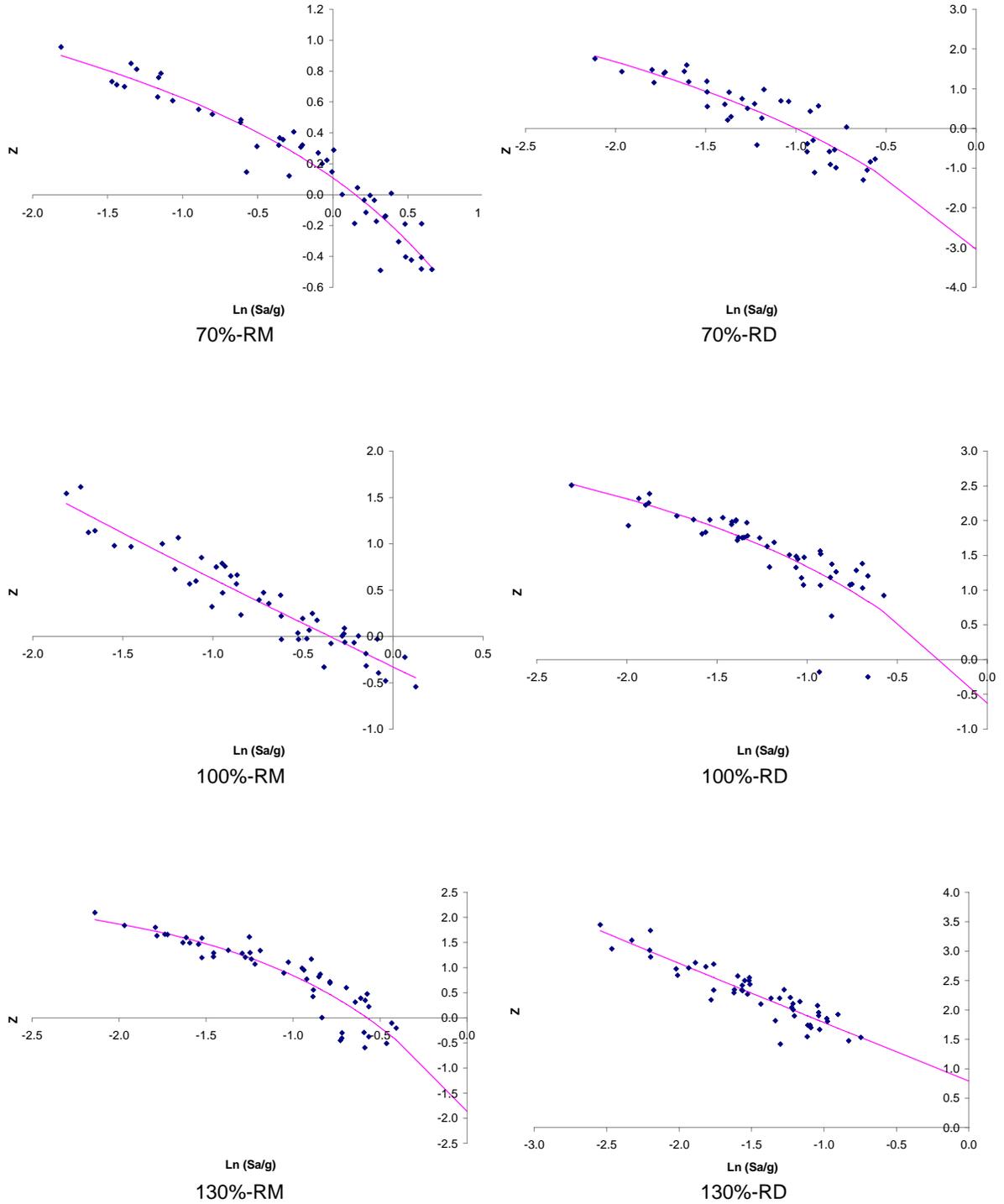


Figura 4.2 Gráfica de Z y $\bar{Z}(\eta)$; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

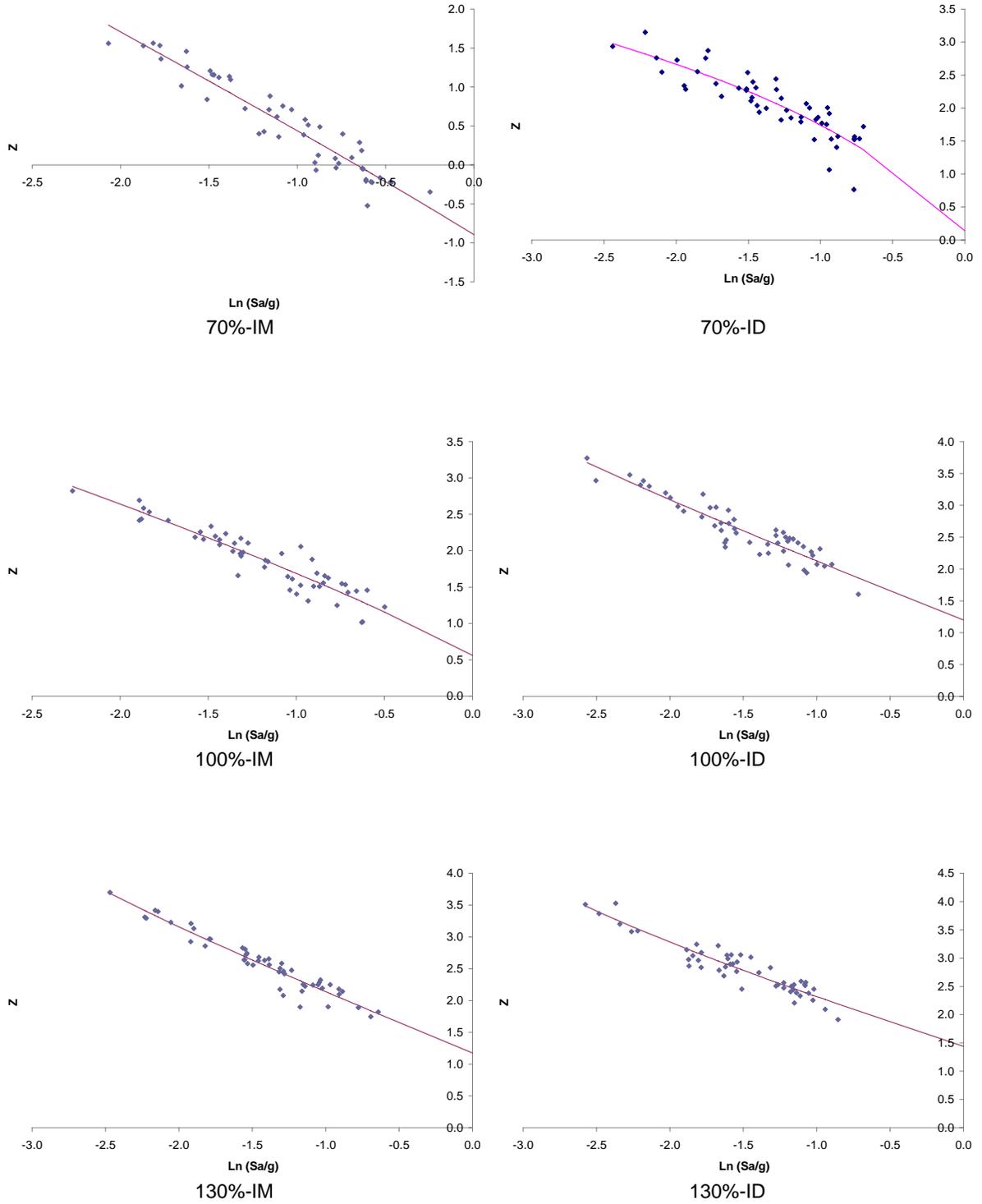


Figura 4.3 Gráfica de Z y $\bar{Z}(\eta)$; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

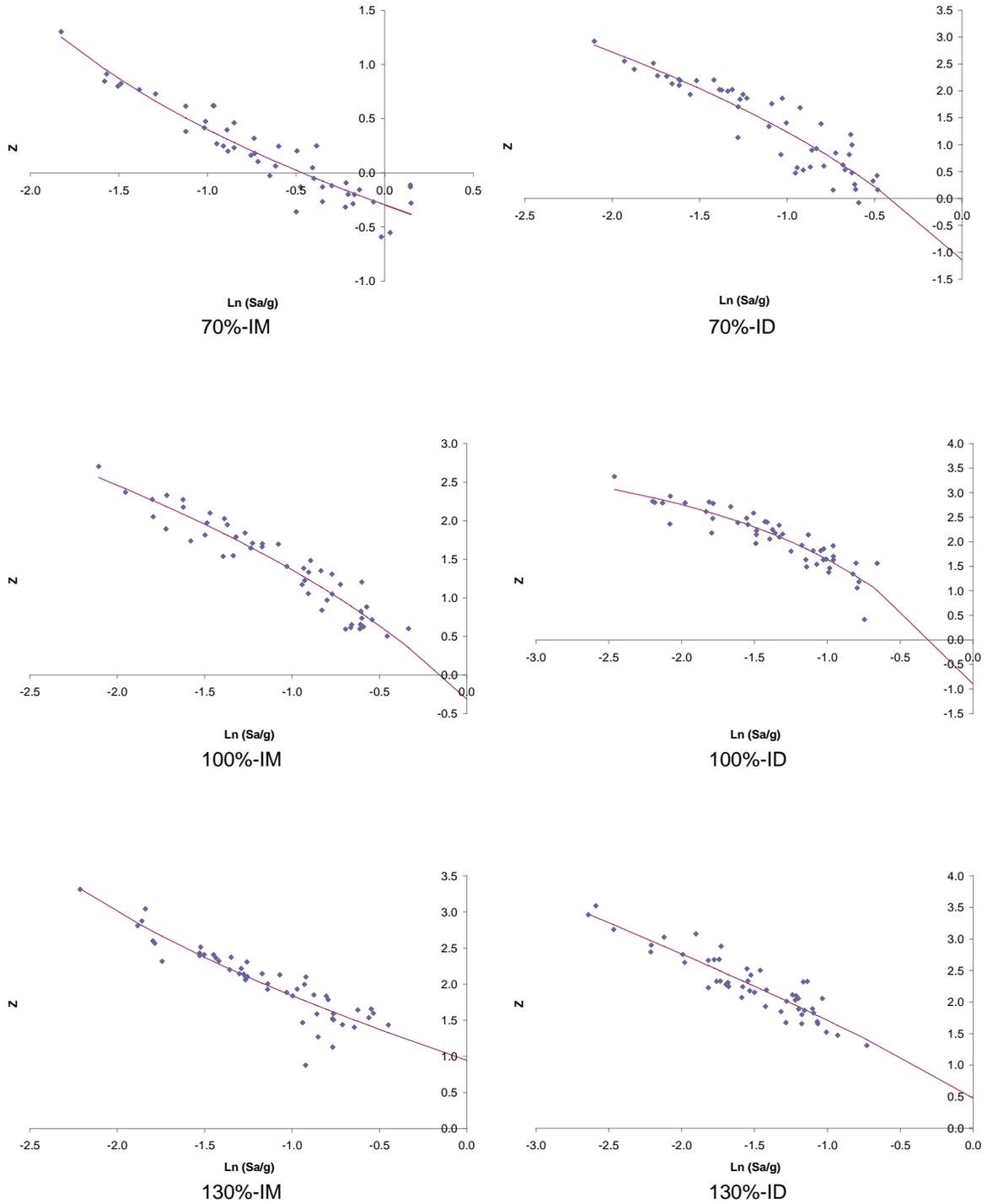


Figura 4.4 Gráfica de Z y $\bar{Z}(\eta)$; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

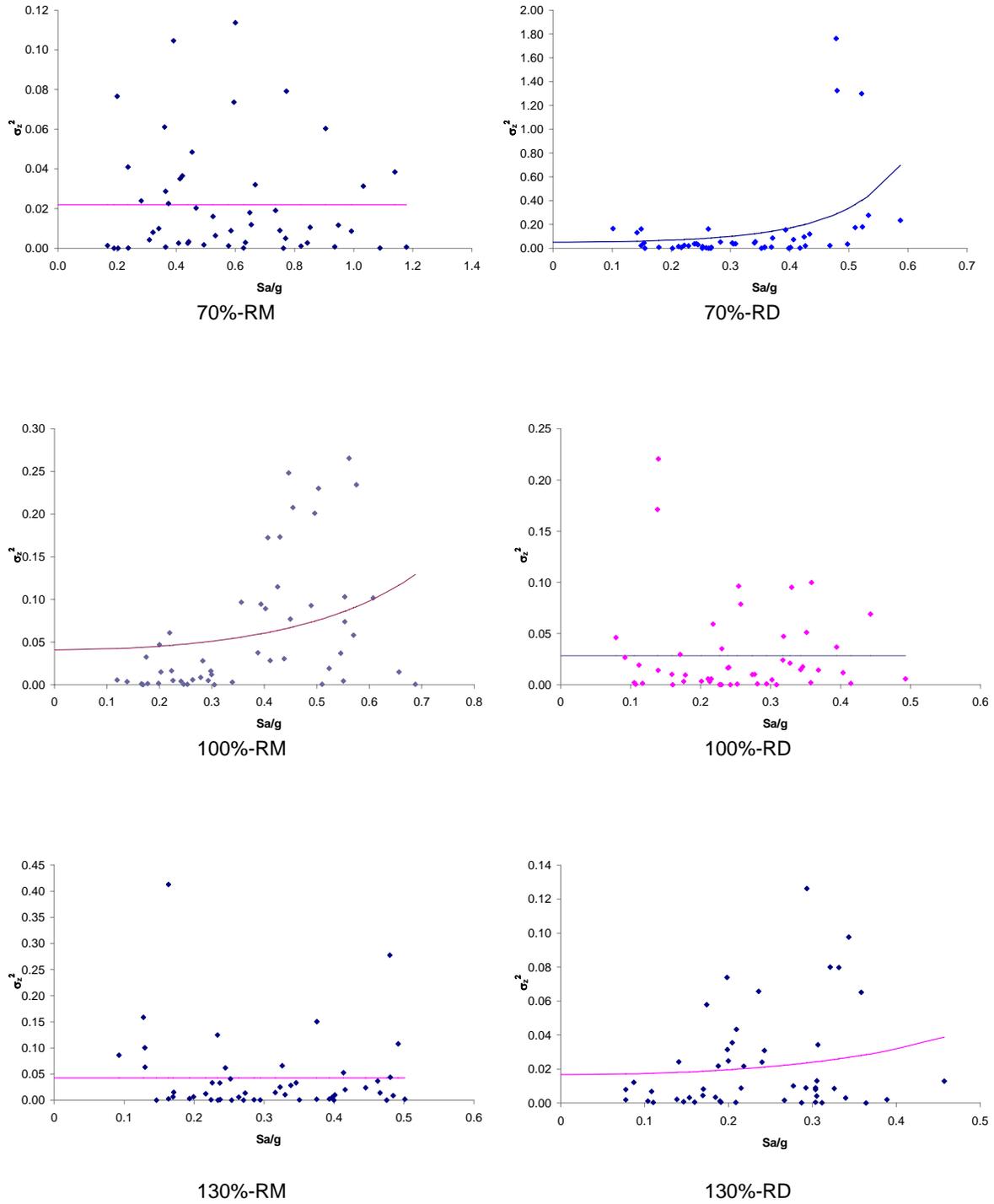


Figura 4.5 Gráfica de σ_z^2 ; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

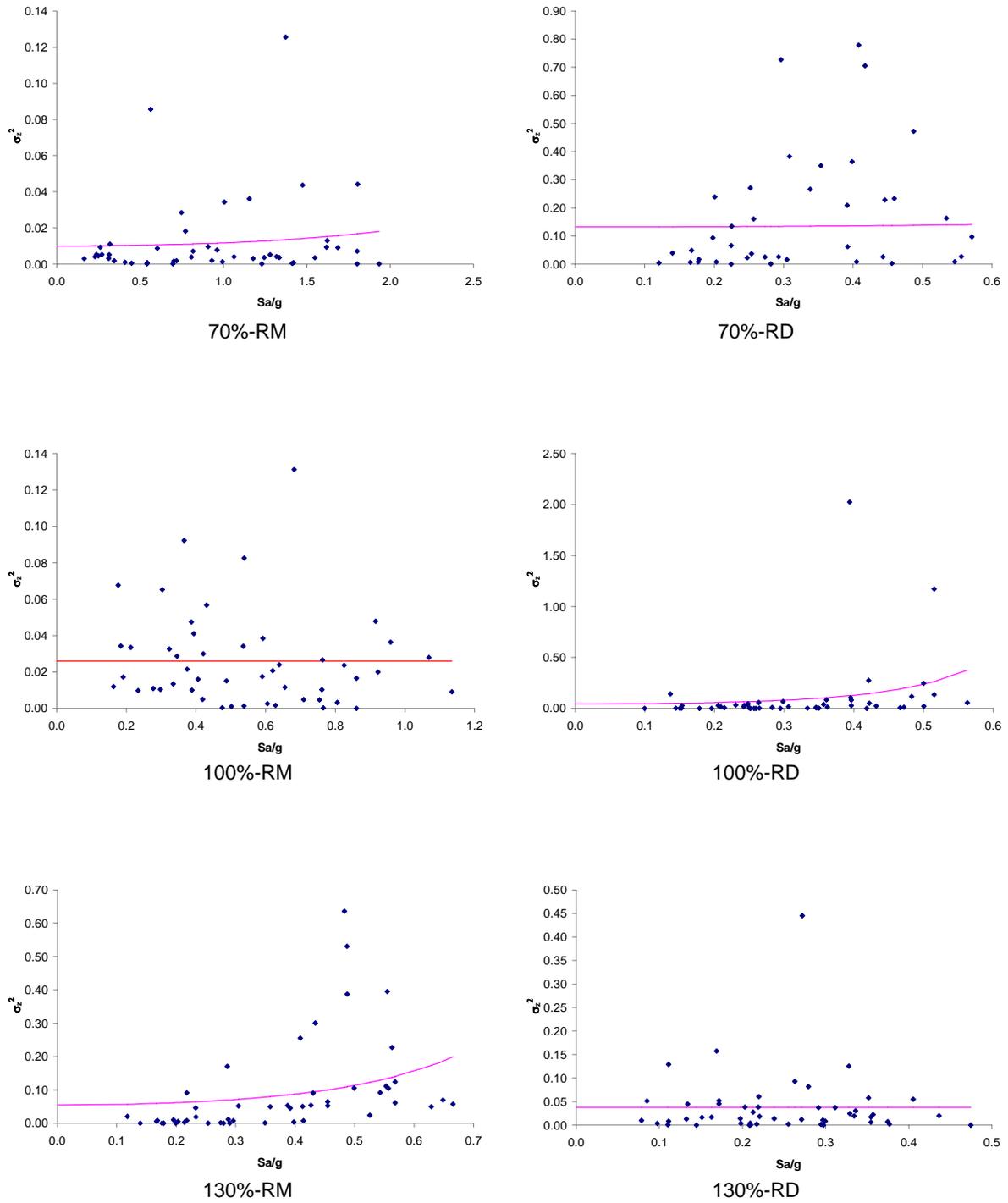


Figura 4.6 Gráfica de σ_z^2 ; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

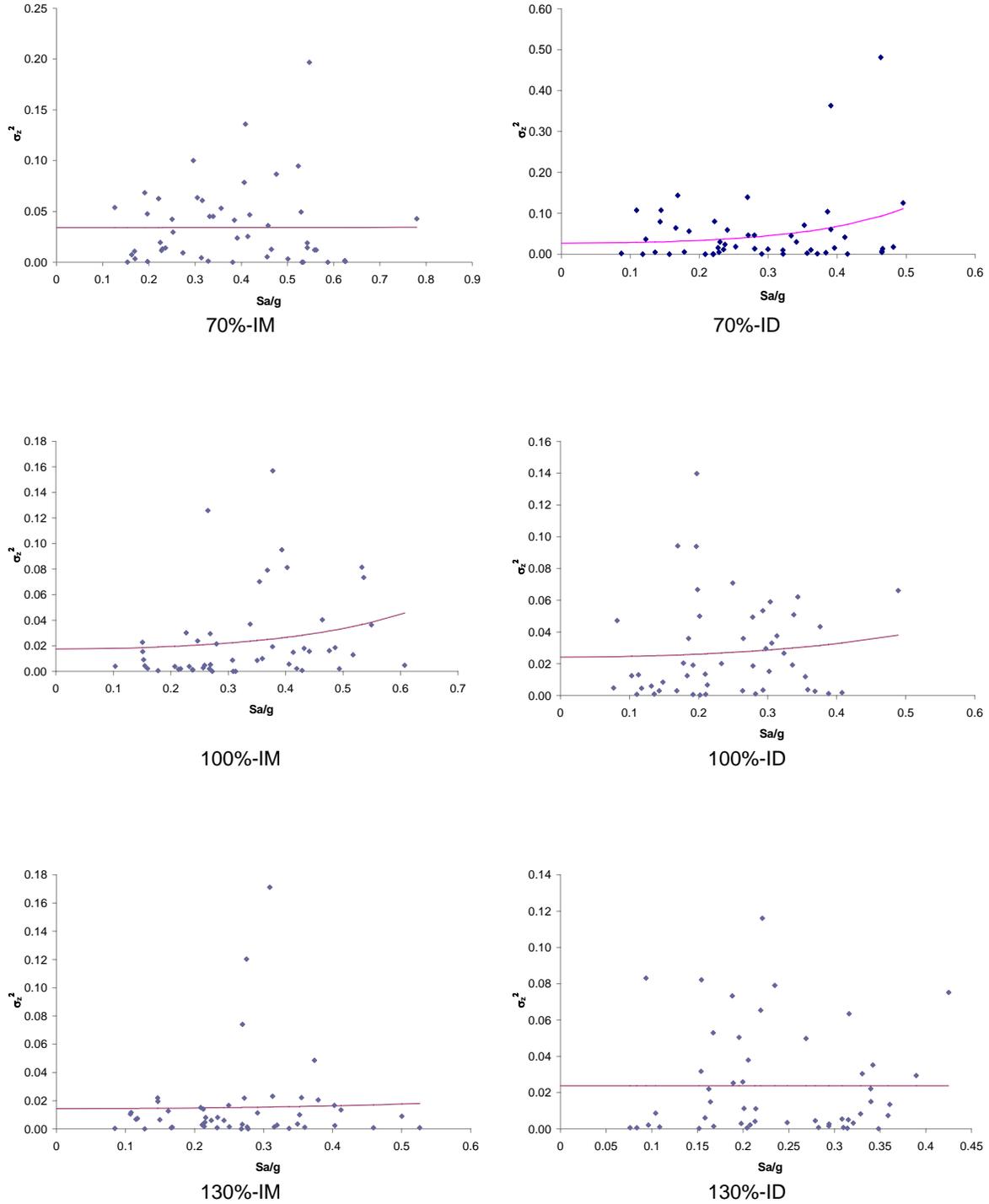


Figura 4.7 Gráfica de σ_z^2 ; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

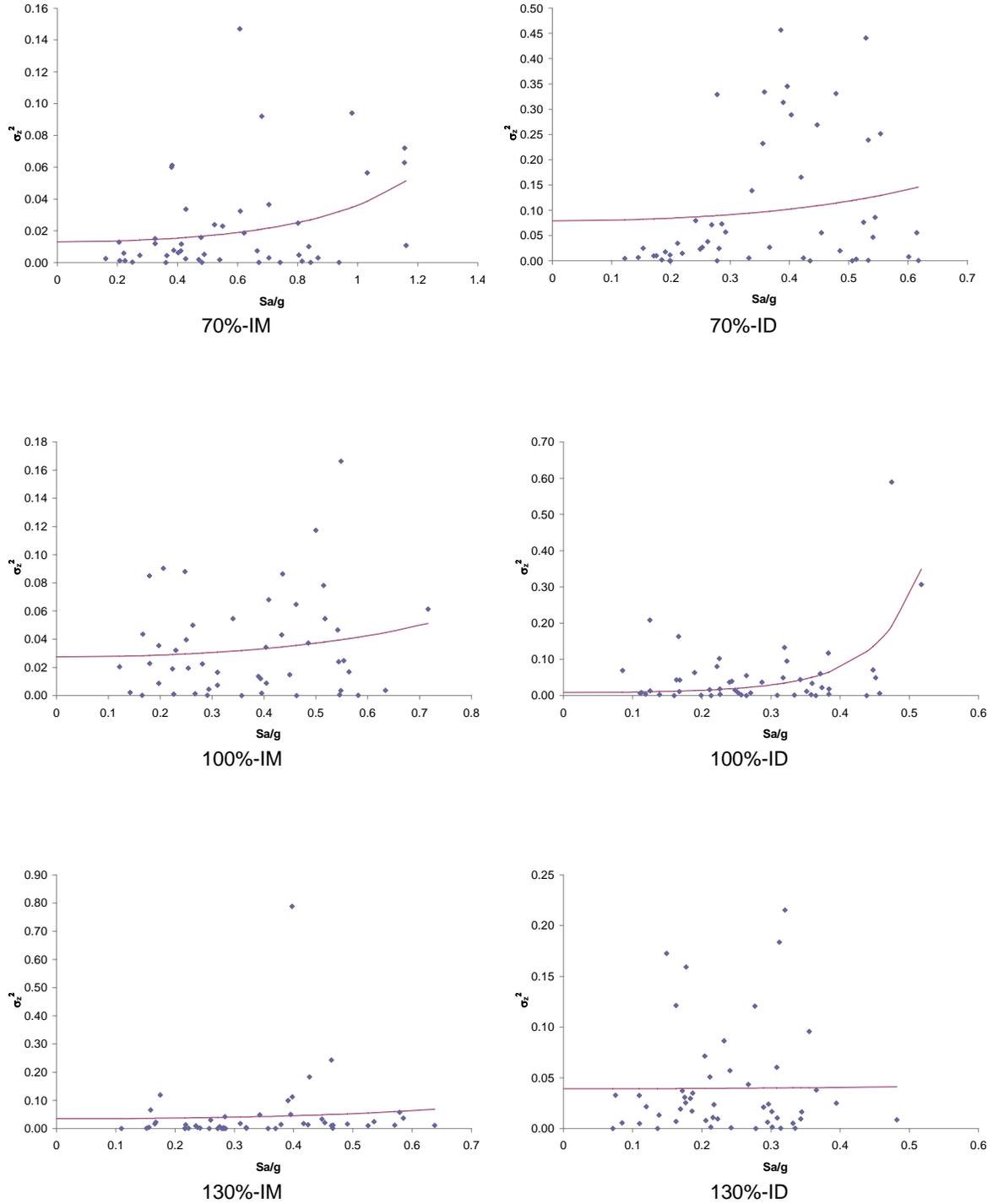


Figura 4.8 Gráfica de σ_z^2 ; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

Obtenidos el momento estadístico de primer orden y la raíz cuadrada del momento estadístico de segundo orden, ambos del logaritmo natural del factor de seguridad, se aplica la ecuación 2.4 de este trabajo.

En las siguientes gráficas se muestran las funciones de confiabilidad relacionadas con la ordenada espectral expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

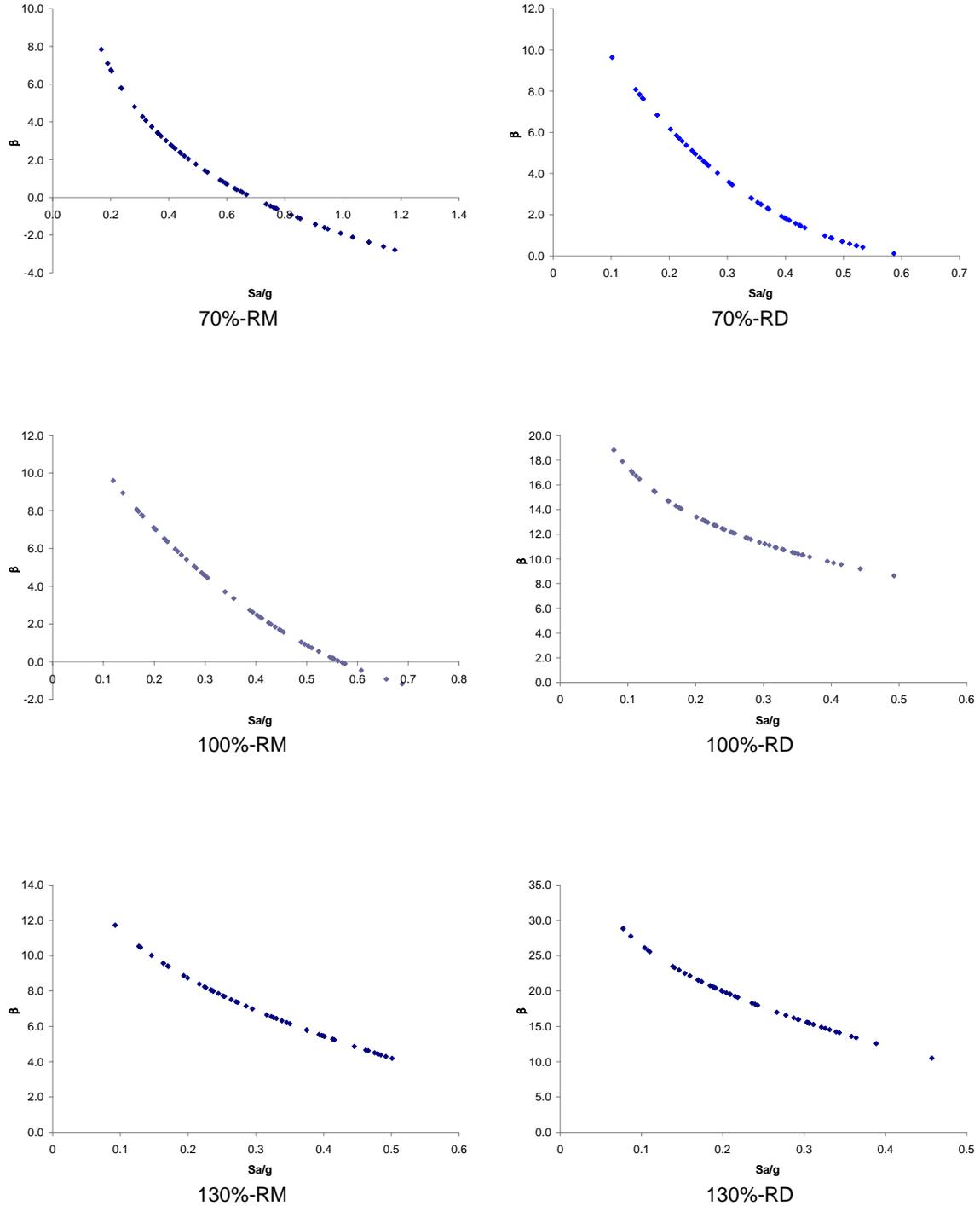


Figura 4.9 Gráficas de β ; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

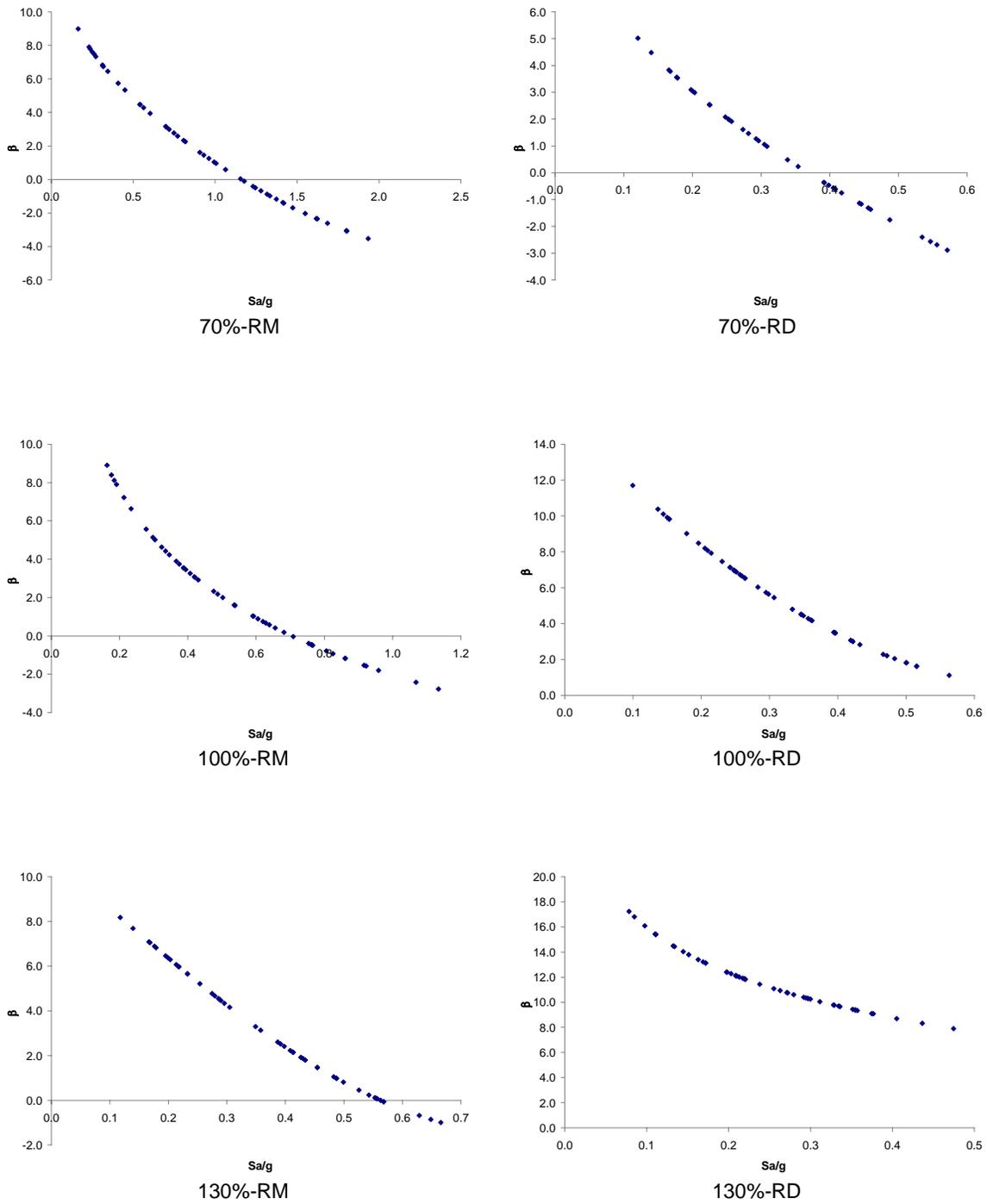


Figura 4.10 Gráficas de β ; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

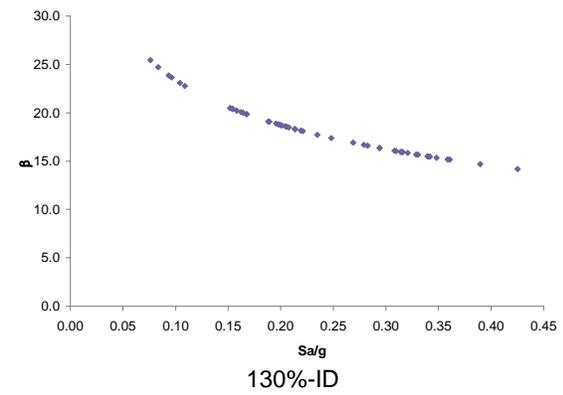
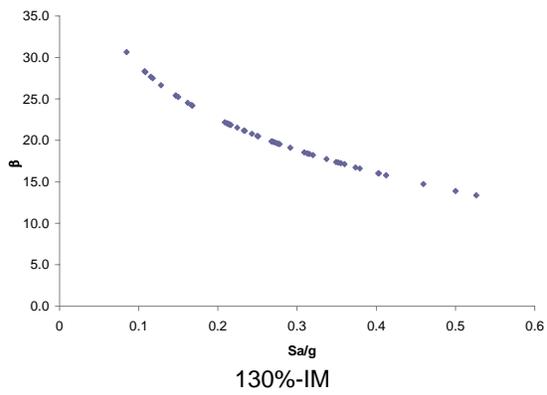
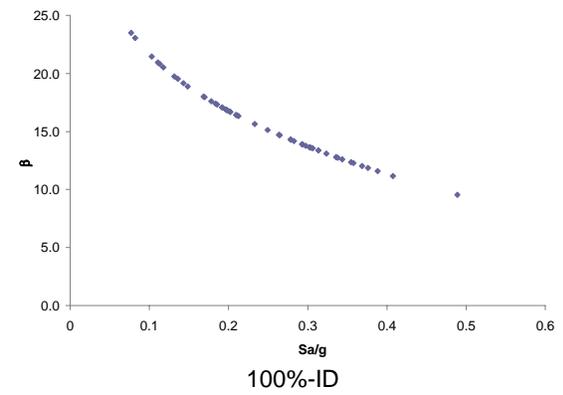
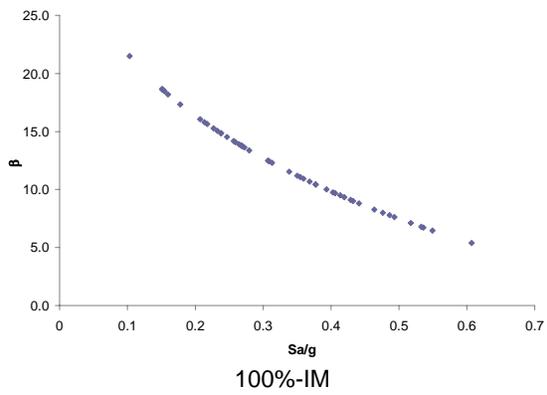
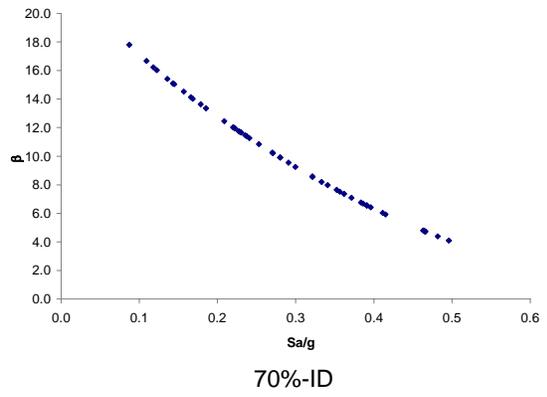
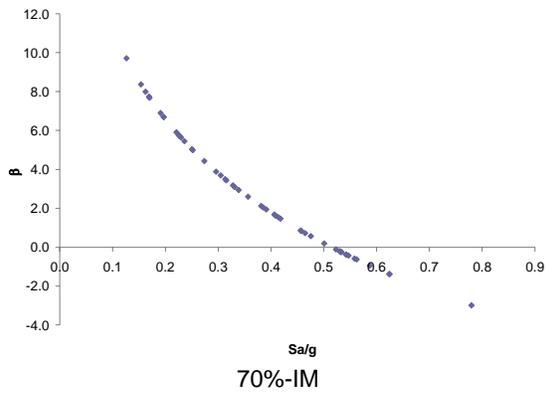


Figura 4.11 Gráficas de β ; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

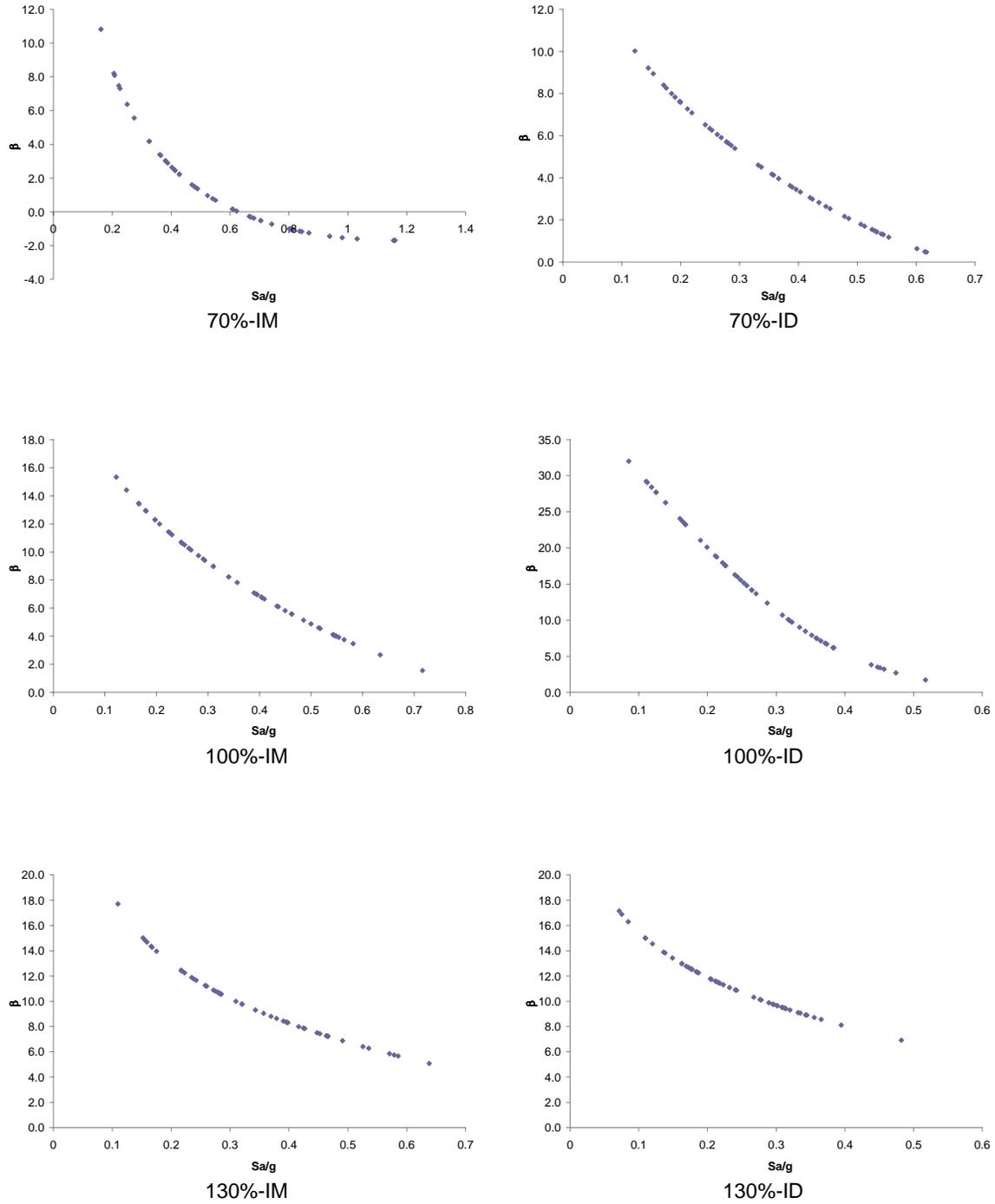


Figura 4.12 Gráficas de β ; las abscisas corresponden a SSR valores nominales.

4.2 Obtención del índice de confiabilidad β con respecto a la capacidad de deformación según las NTD DS 2004

Los siguientes párrafos se refieren a la determinación de funciones de confiabilidad similares a las correspondientes a las tablas 4.2 y 4.3 y las figuras 4.1-4.12, pero ahora suponiendo que la capacidad de deformación corresponden a las establecidas como valores permisibles en las tabla A.1 de las NTCDS 2004, para los distintos sistemas de estructuras (0.030 para marcos dúctiles de concreto reforzado y 0.015 muros combinados con marcos dúctiles de concreto reforzado). Para ello también, se calcularon los momentos estadísticos de primer y segundo orden con las expresiones 4.1 y 4.3. Los resultados se muestran a continuación.

Grupo		a	b	c
RM	70%	0.32569	0.73171	0.02823
	100	1.77585	0.50584	-2.66515
	130%	1.64857	0.64364	-1.14585

Tabla 4.4.a Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR con valores medios.

Grupo		a	b	c
RM	70%	1.23559	0.22302	-0.46590
	100	0.18672	0.91487	0.02034
	130%	2.93284	0.05779	-4.18611

Tabla 4.4.b Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR con valores nominales.

Grupo		a	b	c
RD	70%	0.99420	0.59451	-2.24967
	100%	0.50086	0.83688	0.01739
	130%	0.88516	0.77834	0.02988

Tabla 4.4.c Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR con valores medios.

Grupo		a	b	c
RD	70%	0.28223	0.86885	-3.44883
	100%	1.42142	0.40113	-2.47478
	130%	0.27849	0.98873	0.00350

Tabla 4.4.d Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR con valores nominales.

Grupo		a	b	c
IM	70%	-0.08325	1.22990	-0.16609
	100%	1.04032	0.85197	-0.43646
	130%	1.13973	0.92794	0.01997

Tabla 4.4.e Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR con valores medios.

Grupo		a	b	c
IM	70%	0.28590	0.46548	0.13467
	100%	1.08065	0.76280	-1.44093
	130%	0.76300	0.73704	0.09129

Tabla 4.4.f Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR con valores nominales.

Grupo		a	b	c
ID	70%	1.81687	0.52676	-1.70222
	100%	0.72013	0.90285	0.01286
	130%	1.18124	0.83034	0.02849

Tabla 4.4.g Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR con valores medios.

Grupo		a	b	c
ID	70%	0.26155	0.97675	-2.20749
	100%	2.10673	0.29389	-3.54156
	130%	0.81104	0.94492	-0.45534

Tabla 4.4.h Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor $\bar{Z}(\eta)$; SSR con valores nominales.

Grupo		p	q
RM	70%	0.02191	0.00000
	100	0.04100	0.33674
	130%	0.04247	0.00000

Tabla 4.5.a Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR con valores medios.

Grupo		p	q
RM	70%	0.01003	0.13749
	100	0.02593	0.00000
	130%	0.05471	2.91635

Tabla 4.5.b Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR con valores nominales.

Grupo		p	q
RD	70%	0.04983	7.65706
	100%	0.02842	0.00000
	130%	0.01666	4.05308

Tabla 4.5.c Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR con valores medios.

Grupo		p	q
RD	70%	0.01316	1.02017
	100%	0.04351	6.78875
	130%	0.03838	0.64363

Tabla 4.5.d Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR con valores nominales.

Grupo		p	Q
IM	70%	0.03405	0.01442
	100%	0.01751	2.60120
	130%	0.01437	0.79892

Tabla 4.5.e Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR con valores medios.

Grupo		p	Q
IM	70%	0.01308	1.01734
	100%	0.02739	1.22362
	130%	0.03454	1.68385

Tabla 4.5.f Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR con valores nominales.

Grupo		p	q
ID	70%	0.02675	5.80017
	100%	0.02413	1.89619
	130%	0.02382	0.00000

Tabla 4.5.g Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR con valores medios.

Grupo		p	q
ID	70%	0.07909	1.60467
	100%	0.00828	13.97090
	130%	0.03917	0.21374

Tabla 4.5.h Valores de los parámetros de ajuste para obtener el valor σ_z^2 ; SSR con valores nominales.

Los márgenes de seguridad obtenidos considerando como la capacidad última de deformación son las deformaciones permisibles de la tabla A.1 de las NTC DS 2004 muestran que los márgenes de seguridad de los sistemas estructurales obtenidos con valores medios (figuras 4.13 y 4.15), son mayores que los obtenidos con valores nominales (figuras 4.14 y 4.16); así como también, se puede ver que los márgenes de seguridad de los sistemas duales son mayores que los sistemas estructurales a base de marcos.

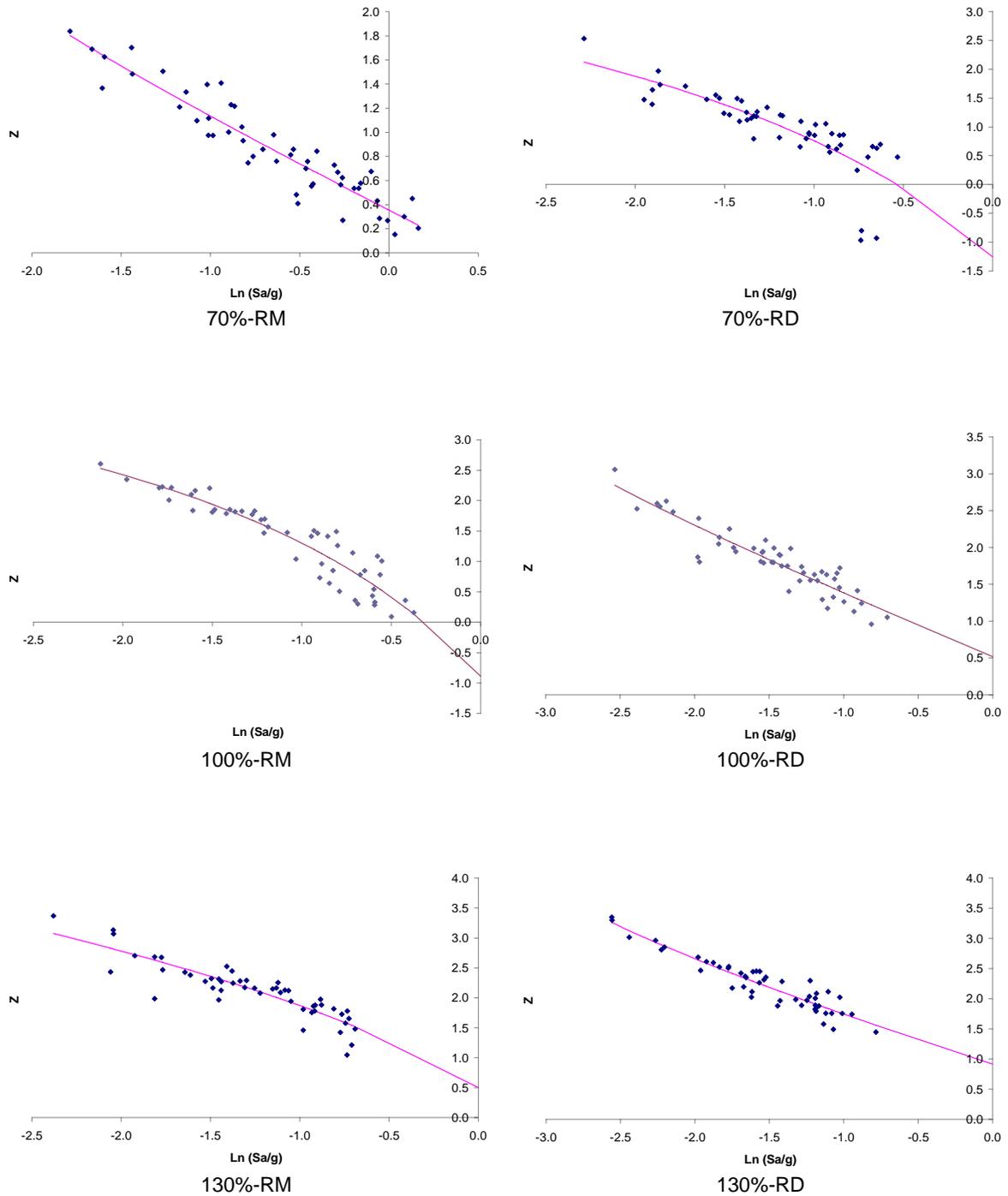


Figura 4.13 Gráfica de Z y $\bar{Z}(\eta)$; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

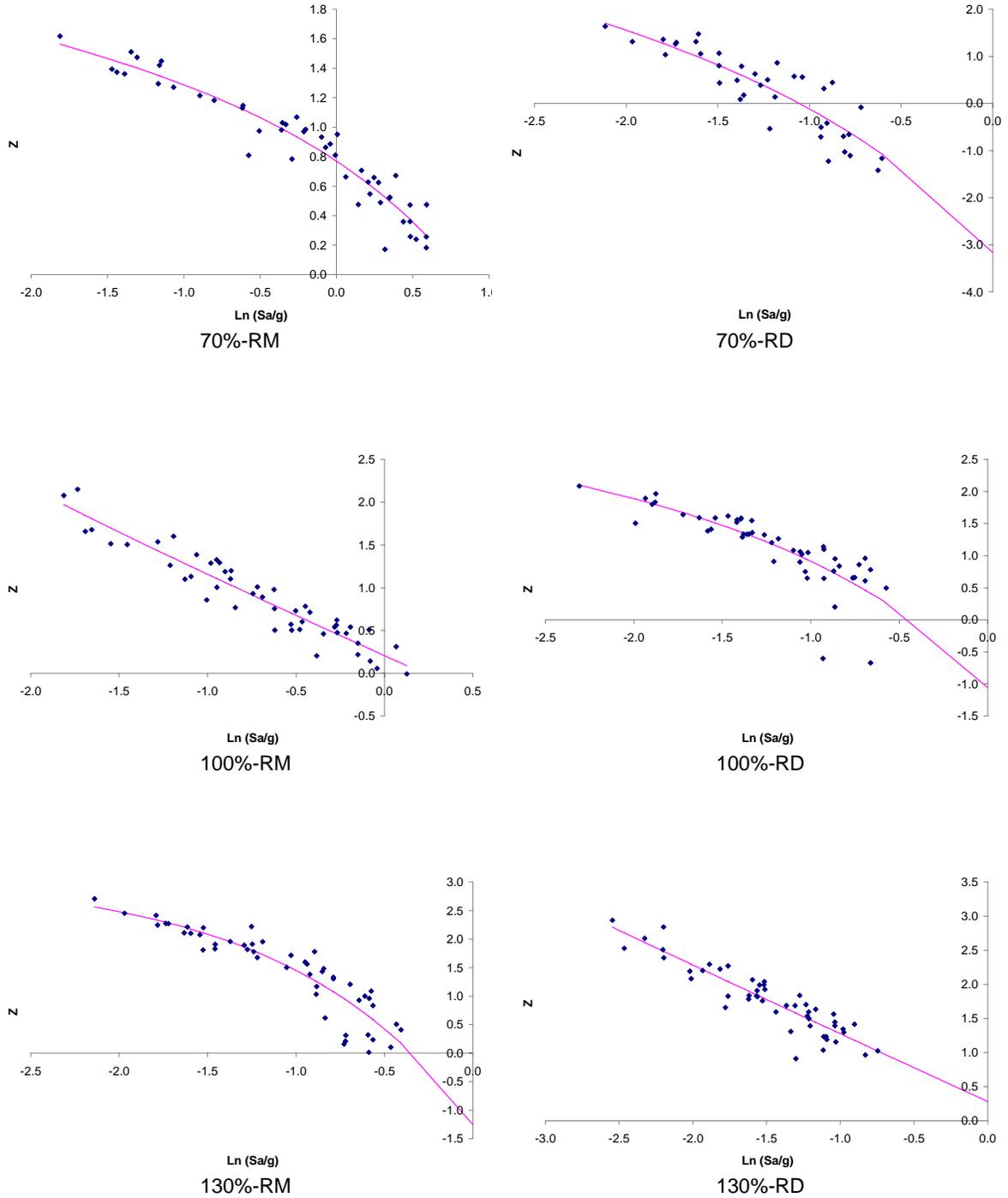


Figura 4.14 Gráfica de Z y $\bar{Z}(\eta)$; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

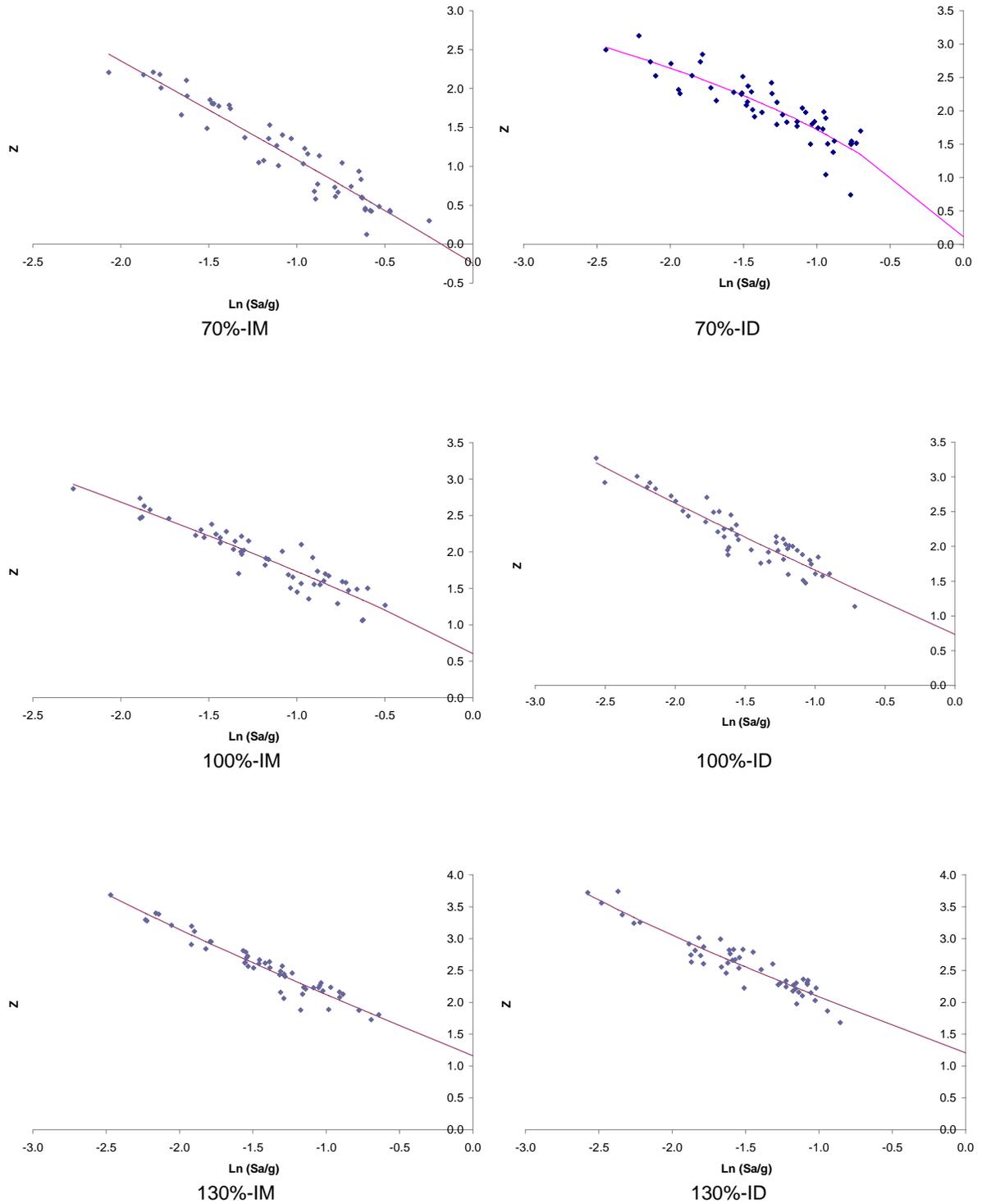


Figura 4.15 Gráfica de Z y $\bar{Z}(\eta)$; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

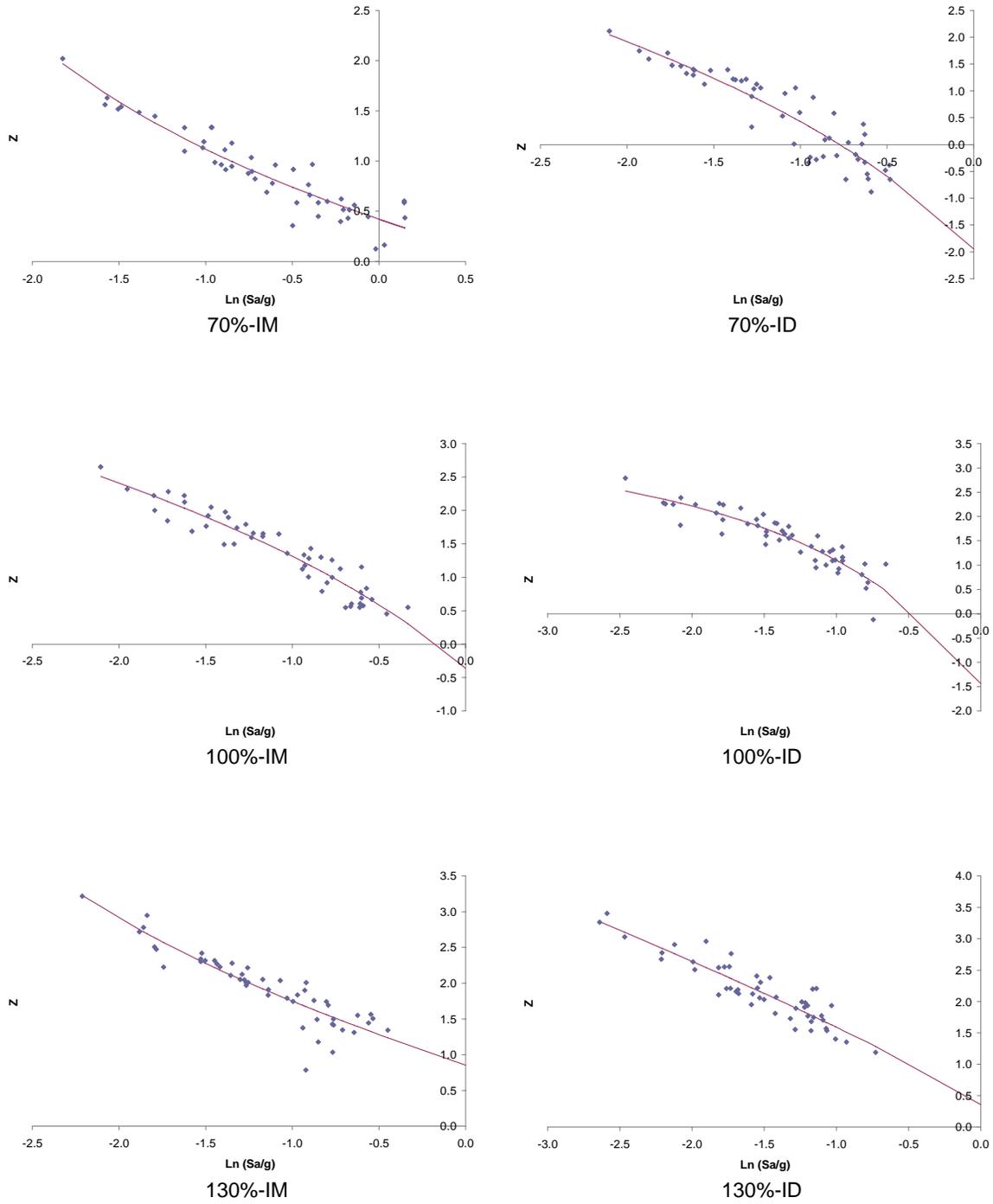


Figura 4.16 Gráfica de Z y $\bar{Z}(\eta)$; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

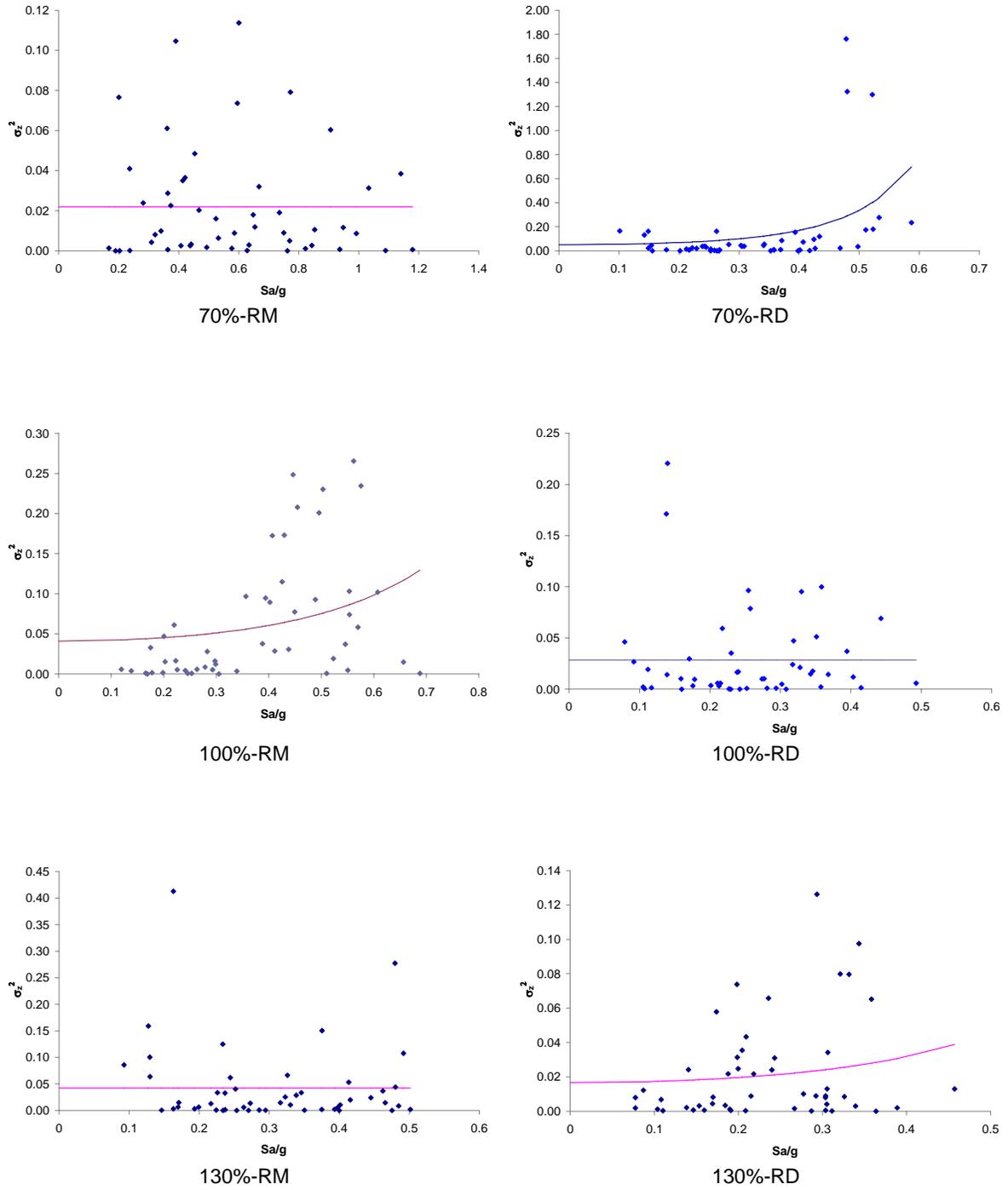


Figura 4.17 Gráfica de σ_z^2 ; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

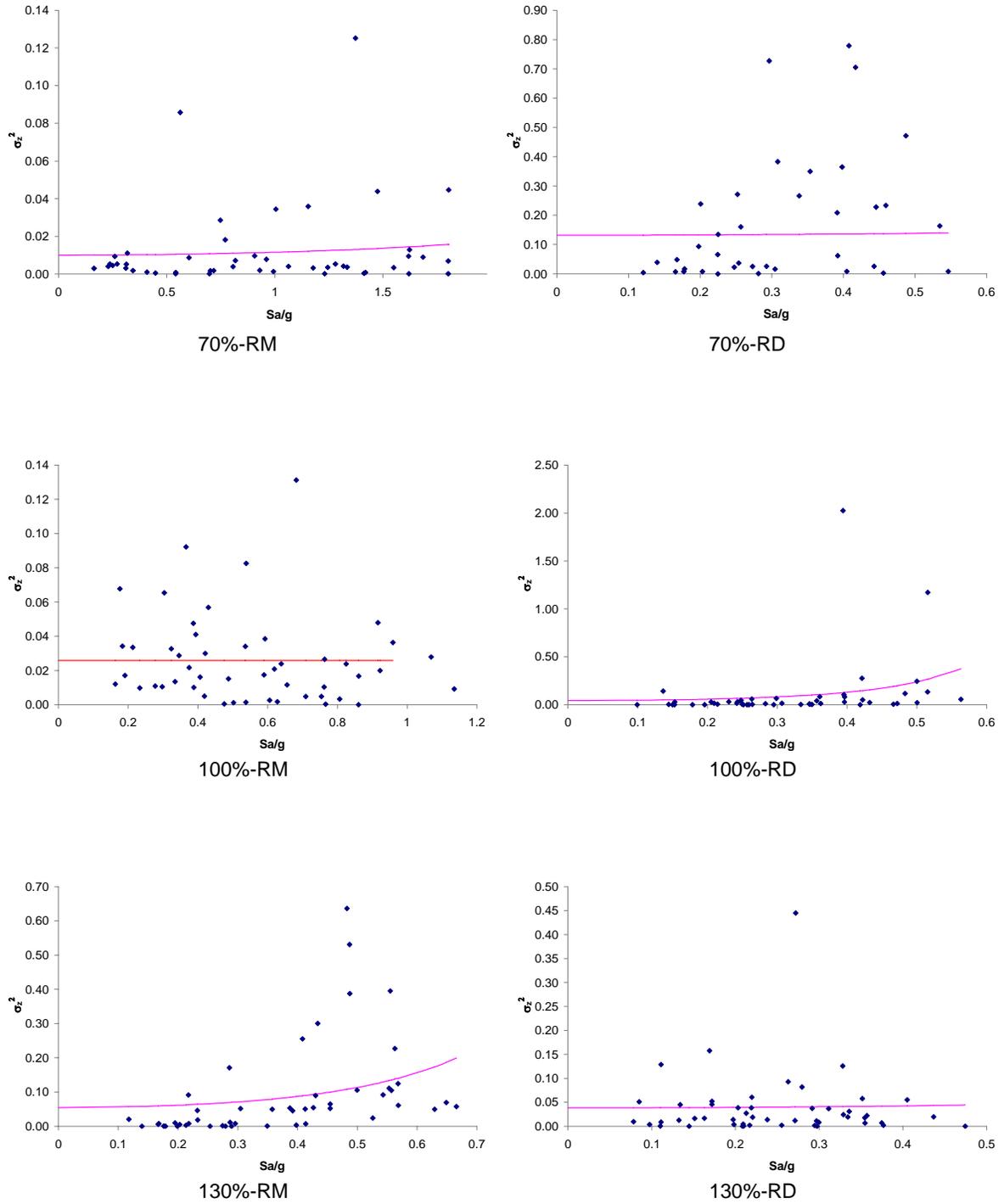


Figura 4.18 Gráfica de σ_z^2 ; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

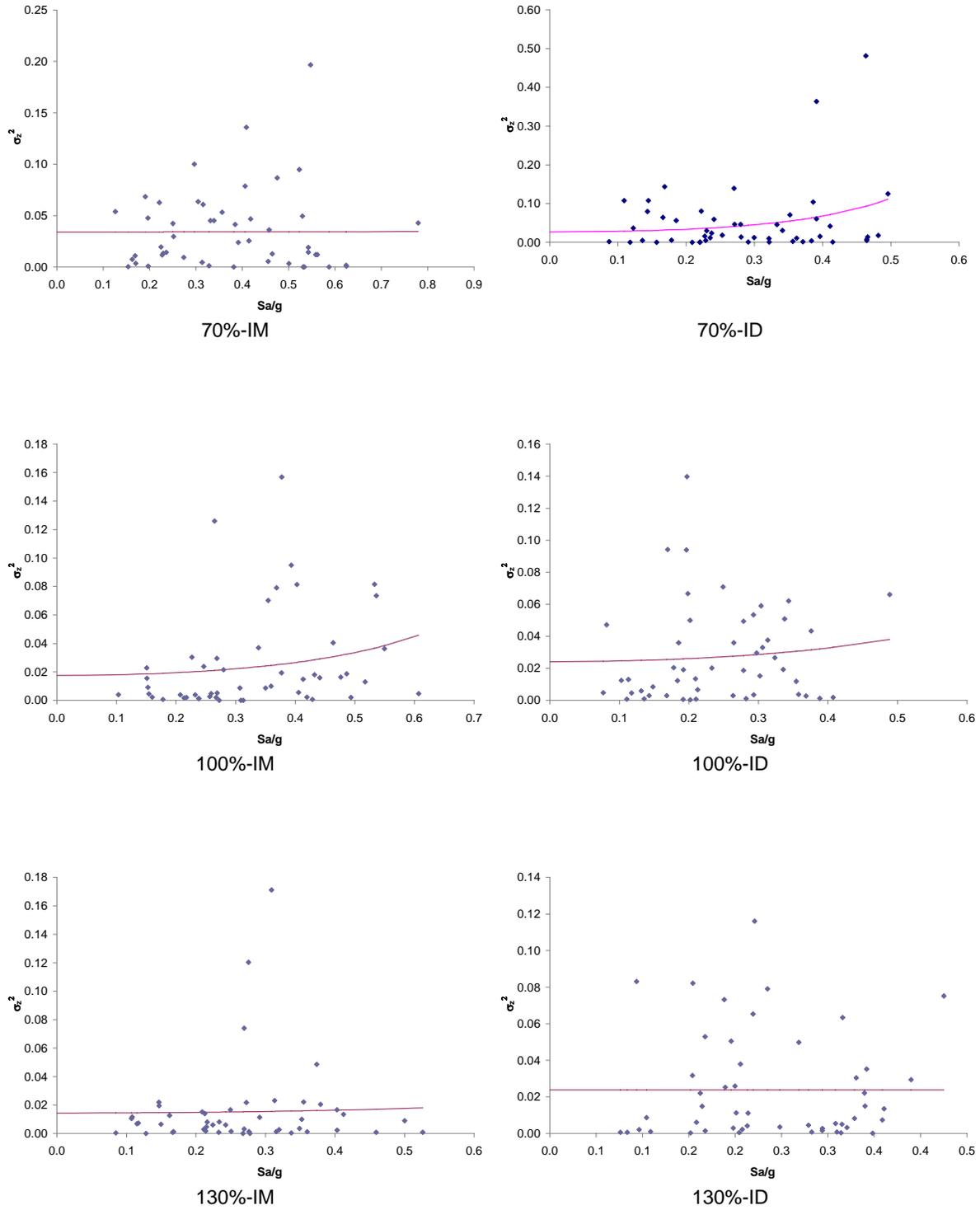


Figura 4.19 Gráfica de σ_z^2 ; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

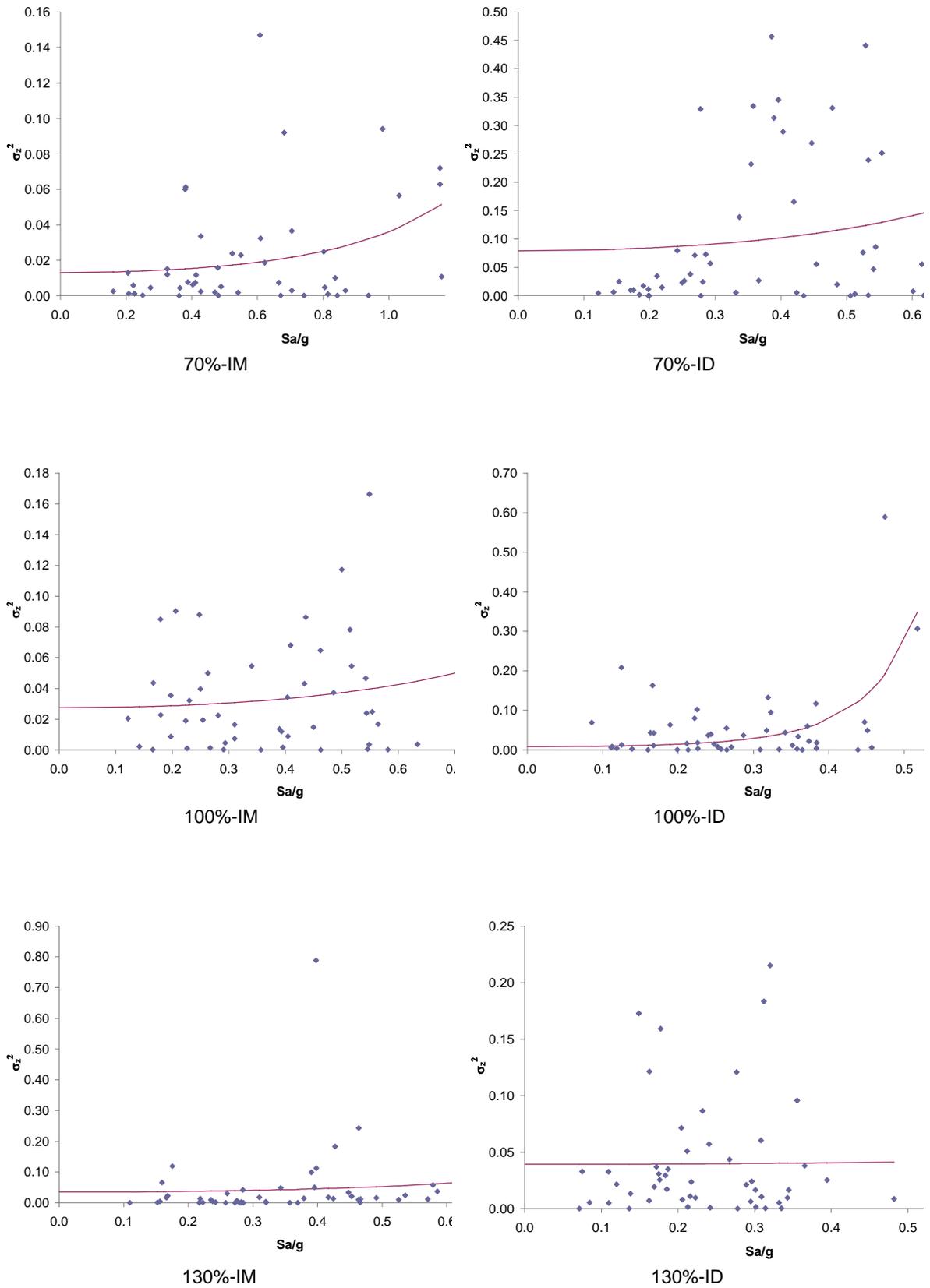


Figura 4.20 Gráfica de σ_z^2 ; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

En las siguientes graficas se muestran las funciones de confiabilidad relacionadas con la ordenada espectral expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

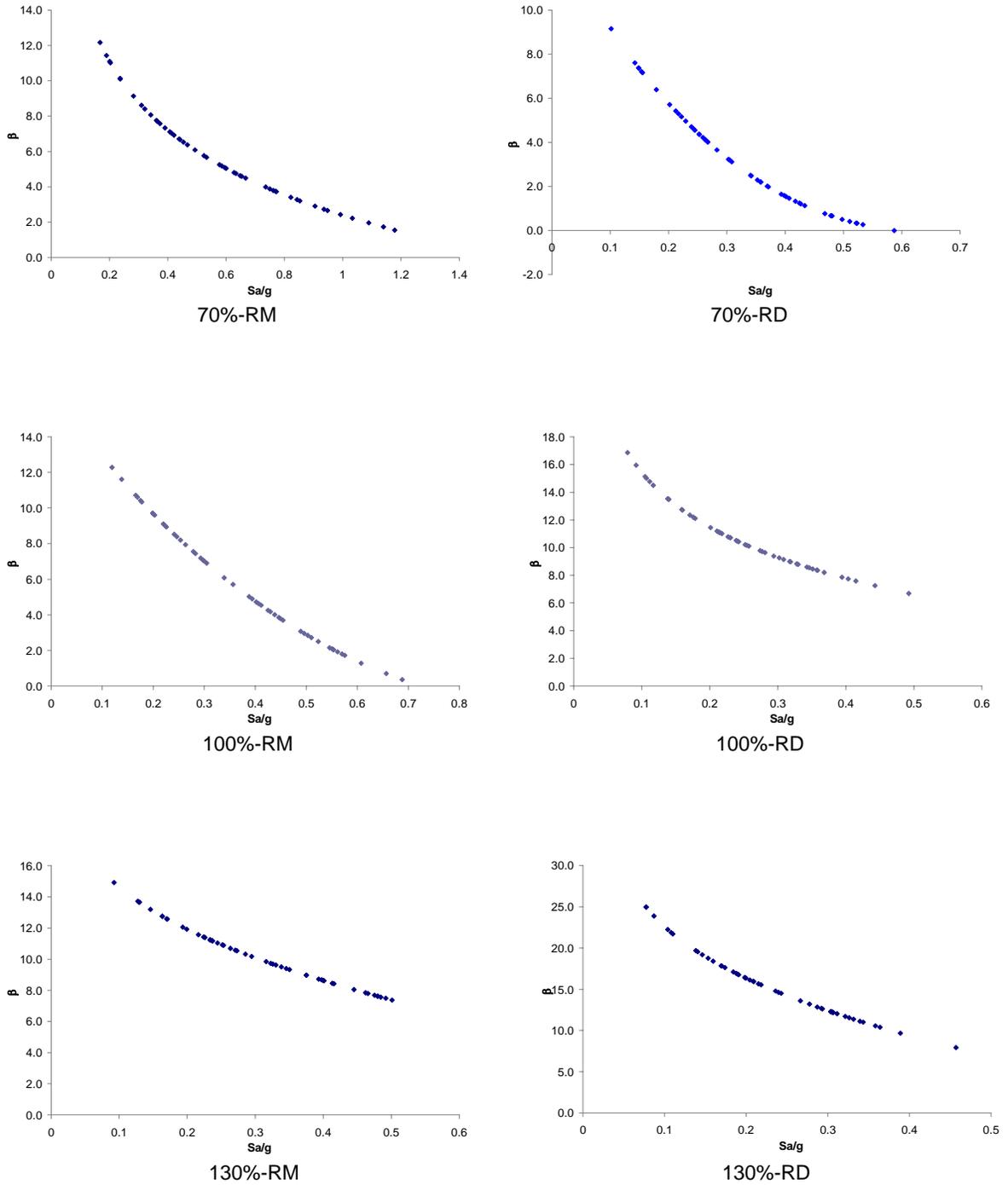


Figura 4.21 Gráficas de β ; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

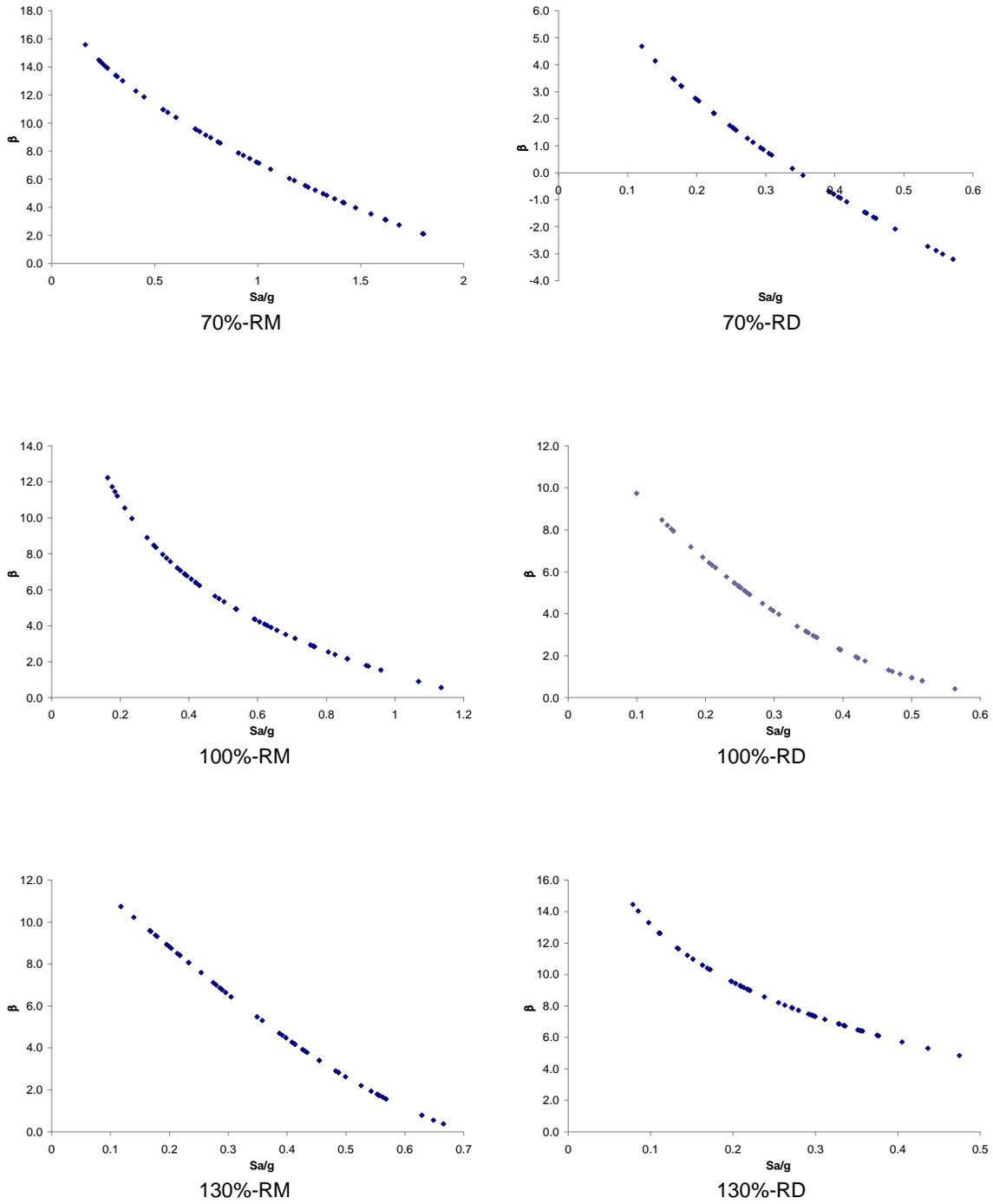


Figura 4.22 Gráficas de β ; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

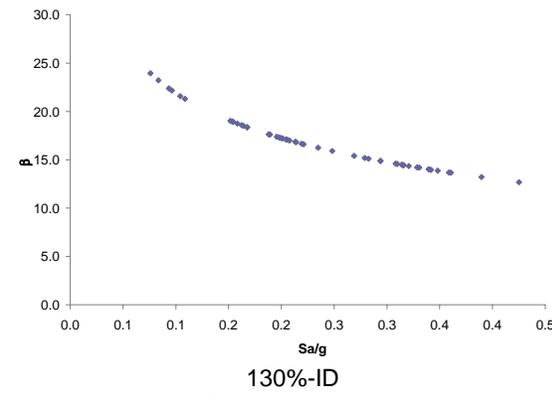
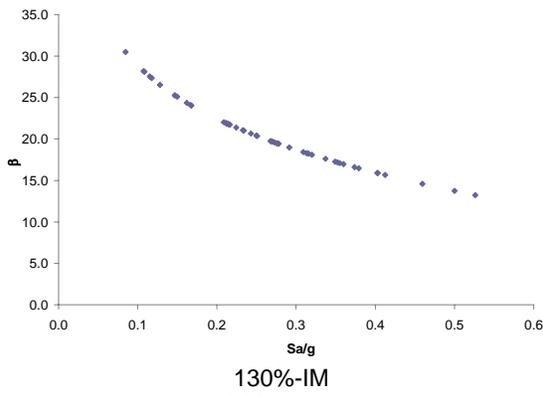
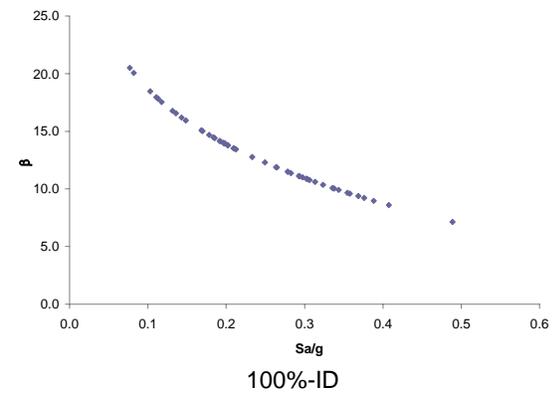
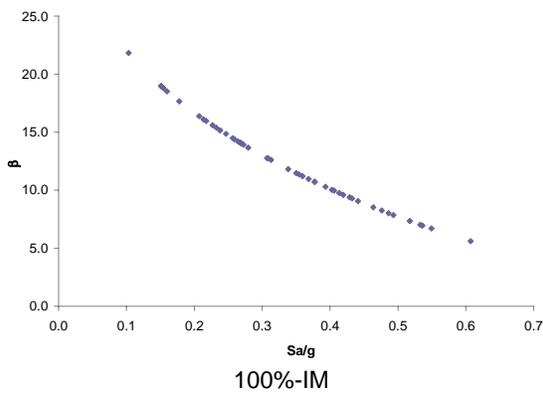
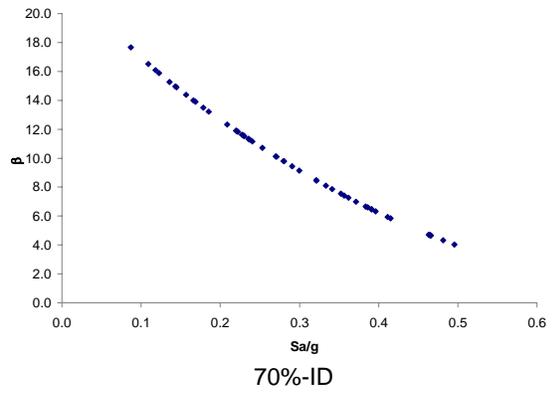
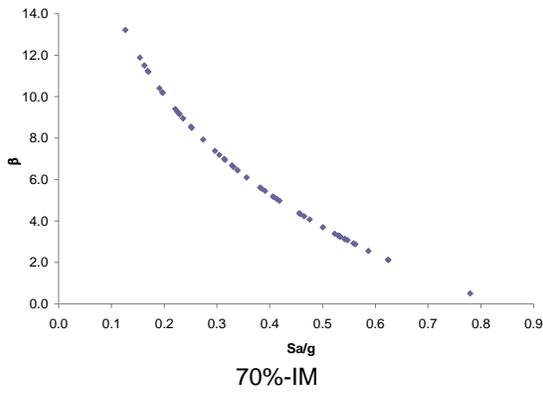


Figura 4.23 Gráficas de β ; las abscisas corresponden a SSR con valores medios.

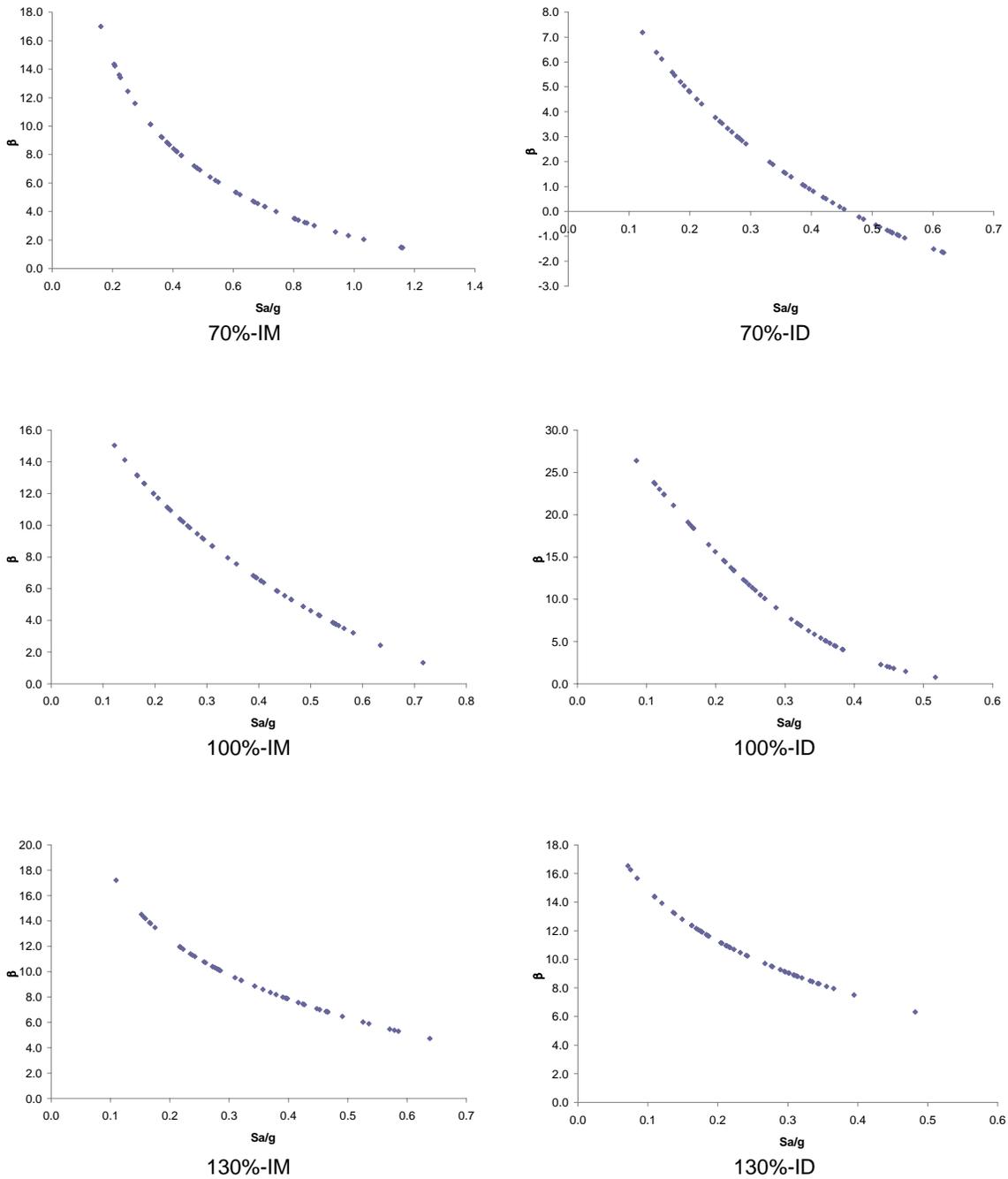


Figura 4.24 Gráficas de β ; las abscisas corresponden a SSR con valores nominales.

Como se puede ver los márgenes de seguridad Z se obtuvieron variando la capacidad de deformación de cada sistema (ψ_c). Esta variación se logró tomando los valores las capacidades de deformación propuestos por la tabla A.1 de las NTCDS-2004 (ψ_{cn}) y los obtenidos a través de la grafica de capacidad (ψ_c).

Se observa que ψ_c son menores en comparación con los ψ_{cn} para el caso de estructuras formadas por marcos (M); y para el caso de estructuras formadas por trabes, columnas y muros o conocidas como duales (D) son mayores ψ_c que los ψ_{cn} .

Lo anterior se ve reflejado en el cálculo del índice β según la capacidad de deformación que se considere.

4.3 Influencia de los factores reductivo por comportamiento no lineal (Q') y de sobre-resistencia (R) para el sismo de 1985

En este trabajo de investigación nos interesó separar en dos factores a la intensidad normalizada (Q) para un periodo de retorno no especificado en función de la ordenada espectral expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la cual se definió en la ecuación 3.2 y que también se puede reescribir como:

$$Q_m = \frac{Sa}{g Ce_m} \quad 4.4.a$$

$$Q_n = \frac{Sa}{g Ce_n} \quad 4.4.b$$

En donde Ce_m y Ce_n son los coeficientes sísmicos obtenidos en el punto 3.7 de este trabajo, los subíndices m y n denotan los valores medios y nominales de carga viva, así como de las resistencias y rigideces del acero y concreto.

Los factores reductivos a los que hacemos referencia son: el factor por comportamiento no lineal (Q'), que se obtiene con la ecuación 4.5, y el factor de sobre-resistencia (R) que se obtuvo como se indica en el punto 3.7 de este trabajo.

$$Q' = \frac{Q}{R} \quad 4.5$$

Partiendo del conocimiento del periodo T_{ISE} de cada sistema (con valores nominales y medios) y conocido el espectro elástico de respuesta (SCT8519SE.3EW figura 4.25), se determina la ordenada de pseudos-aceleración Sa correspondiente a ese periodo, posteriormente se determina la intensidad normalizada (Q) empleando las ecuaciones 4.a o 4.b según sea el caso.

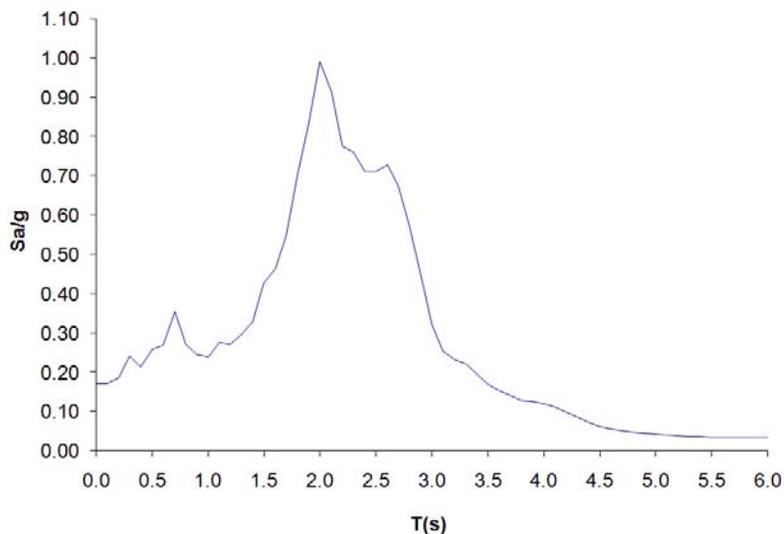


Figura 4.25 Espectro elástico de respuesta asociado al acelerograma SCT8519SE.3EW.

En las tablas 4.6.a, b, c, d, e, f, g y h se muestran los valores obtenidos del factor por comportamiento no lineal (Q'). Los valores de Q' menores que 1.0 indican que el valor de Q supuesto es menor que el factor de sobre-resistencia.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	R	Q	Q'
RM	70%	1.74	0.61	2.845	2.841	0.999
	100%	1.41	0.34	3.296	0.911	0.276
	130%	1.15	0.27	3.308	0.531	0.161

Tabla 4.6.a Obtención del factor Q' para estructuras con valores medios.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	R	Q	Q'
RM	70%	2.11	0.90	2.062	5.726	2.777
	100%	1.70	0.55	2.415	2.007	0.831
	130%	1.38	0.33	2.293	0.916	0.400

Tabla 4.6.b Obtención del factor Q' para estructuras con valores nominales.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	R	Q	Q'
RD	70%	1.19	0.28	4.011	0.583	0.145
	100%	0.98	0.24	4.260	0.310	0.073
	130%	0.82	0.27	4.746	0.227	0.048

Tabla 4.6.c Obtención del factor Q' para estructuras con valores medios.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	R	Q	Q'
RD	70%	1.42	0.35	2.812	1.048	0.373
	100%	1.18	0.27	2.953	0.513	0.174
	130%	0.95	0.24	3.398	0.286	0.084

Tabla 4.6.d Obtención del factor Q' para estructuras con valores nominales.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	R	Q	Q'
IM	70%	1.48	0.42	3.941	1.201	0.305
	100%	1.20	0.27	4.394	0.455	0.104
	130%	1.03	0.25	4.039	0.320	0.079

Tabla 4.6.e Obtención del factor Q' para estructuras con valores medios.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	R	Q	Q'
IM	70%	1.78	0.67	2.560	2.985	1.166
	100%	1.43	0.36	3.079	0.872	0.283
	130%	1.23	0.28	2.729	0.533	0.195

Tabla 4.6.f Obtención del factor Q' para estructuras con valores nominales.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	R	Q	Q'
ID	70%	1.12	0.27	4.026	0.489	0.122
	100%	0.92	0.24	3.880	0.284	0.073
	130%	0.77	0.30	3.954	0.233	0.059

Tabla 4.6.g Obtención del factor Q' para estructuras con valores medios.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	R	Q	Q'
ID	70%	1.34	0.31	2.715	0.817	0.301
	100%	1.09	0.27	2.619	0.480	0.183
	130%	0.85	0.26	3.113	0.331	0.106

Tabla 4.6.h Obtención del factor Q' para estructuras con valores nominales.

4.4 Obtención del índice de confiabilidad β para el sismo de 1985

Una vez obtenidas las gráficas de confiabilidad y los factores reductivos por comportamiento no lineal y por sobre-resistencia de los distintos sistemas estructurales de este trabajo, se determinó la confiabilidad de éstos ante la acción de un sismo de interés, como el del 19 de septiembre de 1985.

Conocida la ordenada de pseudos-aceleración S_a correspondiente al T_{ISE} de cada sistema (con valores nominales y medios) del espectro en estudio, se entra en la gráfica de confiabilidad que corresponda a ese sistema estructural y se determina el valor del índice β de Cornell.

En las siguientes tablas se muestran los índices β para cada uno de los diferentes sistemas estructurales, de acuerdo con los factores de seguridad obtenidos considerando dos criterios alternativos para determinar la capacidad de deformación:

- a) con base en las gráficas de capacidad (β_1) y
- b) suponiendo los valores propuestos en las NTCDS2004 (β_2).

Grupo		T_{ISE}	S_a/g	β_1	β_2
RM	70%	1.74	0.61	0.60	4.92
	100%	1.41	0.34	3.72	6.10
	130%	1.15	0.27	7.34	10.52

Tabla 4.7.a Valores de β con valores medios.

Grupo		T_{ISE}	S_a/g	β_1	β_2
RM	70%	2.11	0.90	1.67	7.94
	100%	1.70	0.55	1.48	4.81
	130%	1.38	0.33	3.70	5.94

Tabla 4.7.b Valores de β con valores nominales.

Grupo		T_{ISE}	S_a/g	β_1	β_2
RD	70%	1.19	0.28	4.14	3.77
	100%	0.98	0.24	12.46	10.51
	130%	0.82	0.27	16.87	13.47

Tabla 4.7.c Valores de β con valores medios.

Grupo		T_{ISE}	S_a/g	β_1	β_2
RD	70%	1.42	0.35	0.28	-0.05
	100%	1.18	0.27	6.27	4.69
	130%	0.95	0.24	11.33	8.47

Tabla 4.7.d Valores de β con valores nominales.

Grupo		T_{ISE}	S_a/g	β_1	β_2
IM	70%	1.48	0.42	1.49	5.00
	100%	1.20	0.27	13.71	14.00
	130%	1.03	0.25	20.64	20.50

Tabla 4.7.e Valores de β con valores medios.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	β_1	β_2
IM	70%	1.78	0.67	-0.31	4.67
	100%	1.43	0.36	7.70	7.42
	130%	1.23	0.28	10.73	10.26

Tabla 4.7.f Valores de β con valores nominales.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	β_1	β_2
ID	70%	1.12	0.27	10.11	10.00
	100%	0.92	0.24	15.43	12.57
	130%	0.77	0.30	16.21	14.73

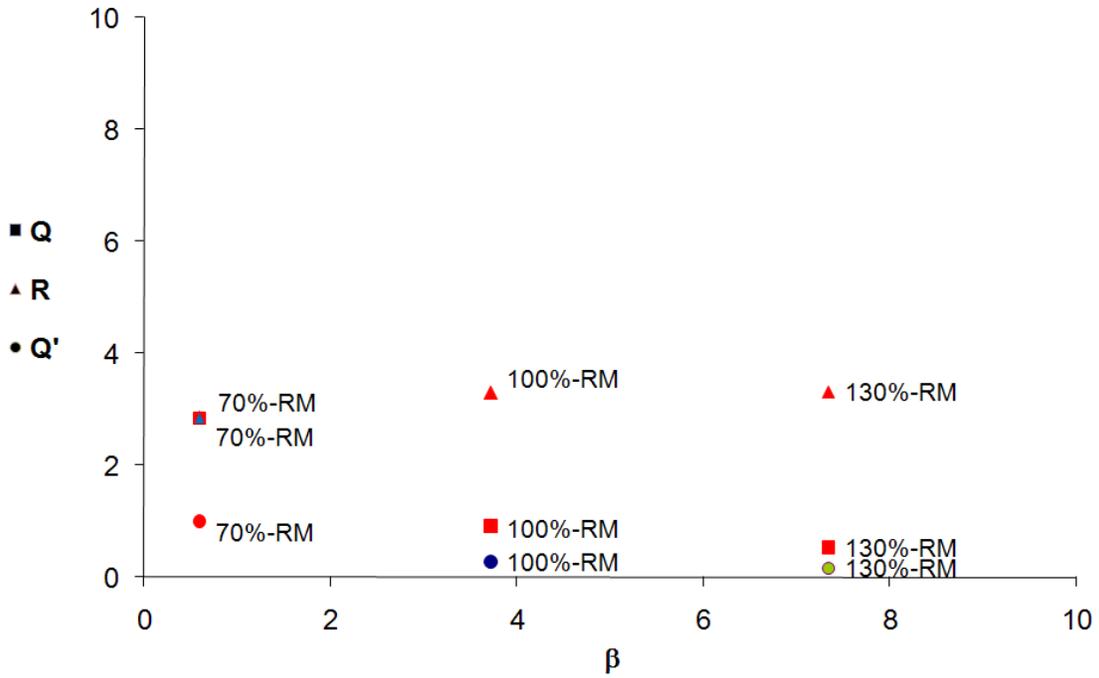
Tabla 4.7.g Valores de β con valores medios.

Grupo		T_{ISE}	Sa/g	β_1	β_2
ID	70%	1.34	0.31	5.07	2.41
	100%	1.09	0.27	13.37	9.87
	130%	0.85	0.26	10.42	9.81

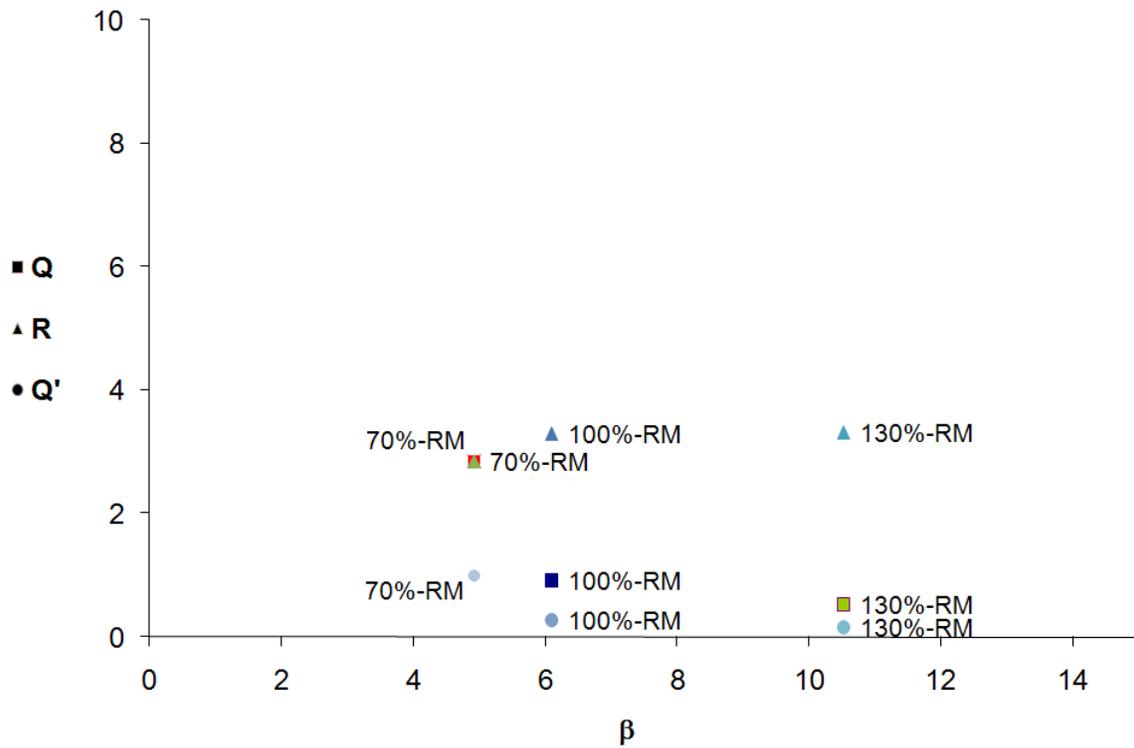
Tabla 4.7.h Valores de β con valores nominales.

En las tablas 4.6 y 4.7 se muestran las relaciones de los valores de $Q(\beta), R(\beta), Q'(\beta)$ dependientes del T_{ISE} . Para trazar las gráficas 4.26 - 4.29 se ignora tal dependencia.

En las figuras 4.27.a y 4.27.b se observa que la estructura 70%-RM, presentan un índice β mayor que la estructura 100%-RM, cuando Ψ_c es obtenida de la gráfica de capacidad; y que el modelo 130%-RM, utilizando la capacidad de deformación permisible de la tabla A.1 de las NTC DS 2004, respectivamente. Lo anterior obedece a que el periodo de la estructura 70%-RM se encuentra después del valor pico de los espectros de pseudo-aceleración empleados para obtener las funciones de confiabilidad (figura 2.3).



a)

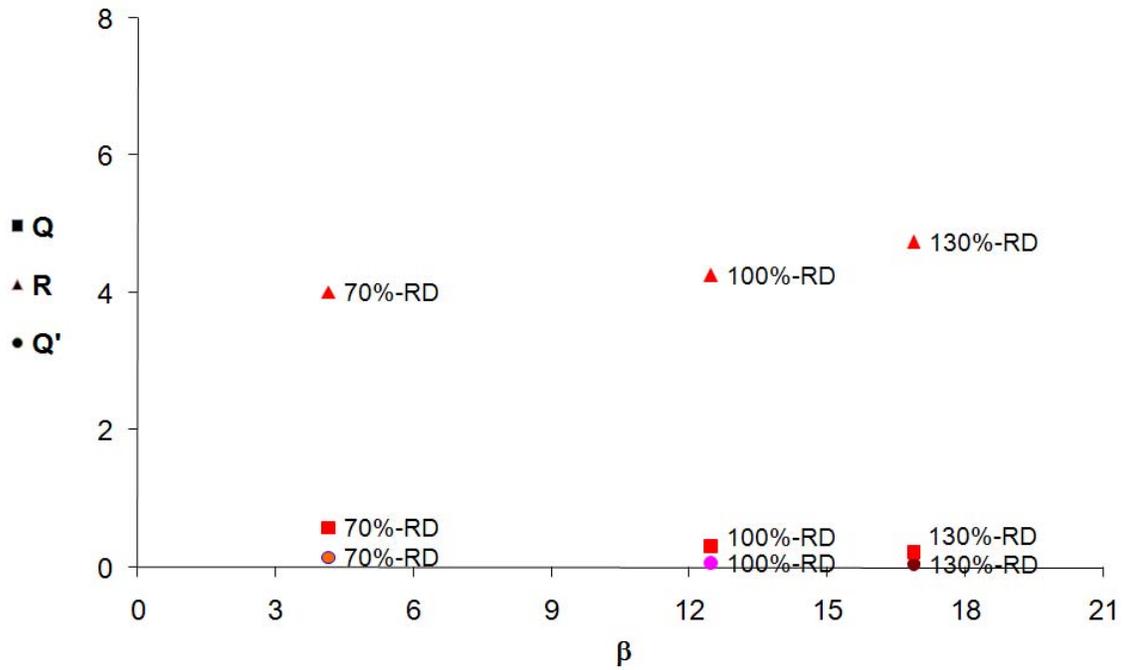


b)

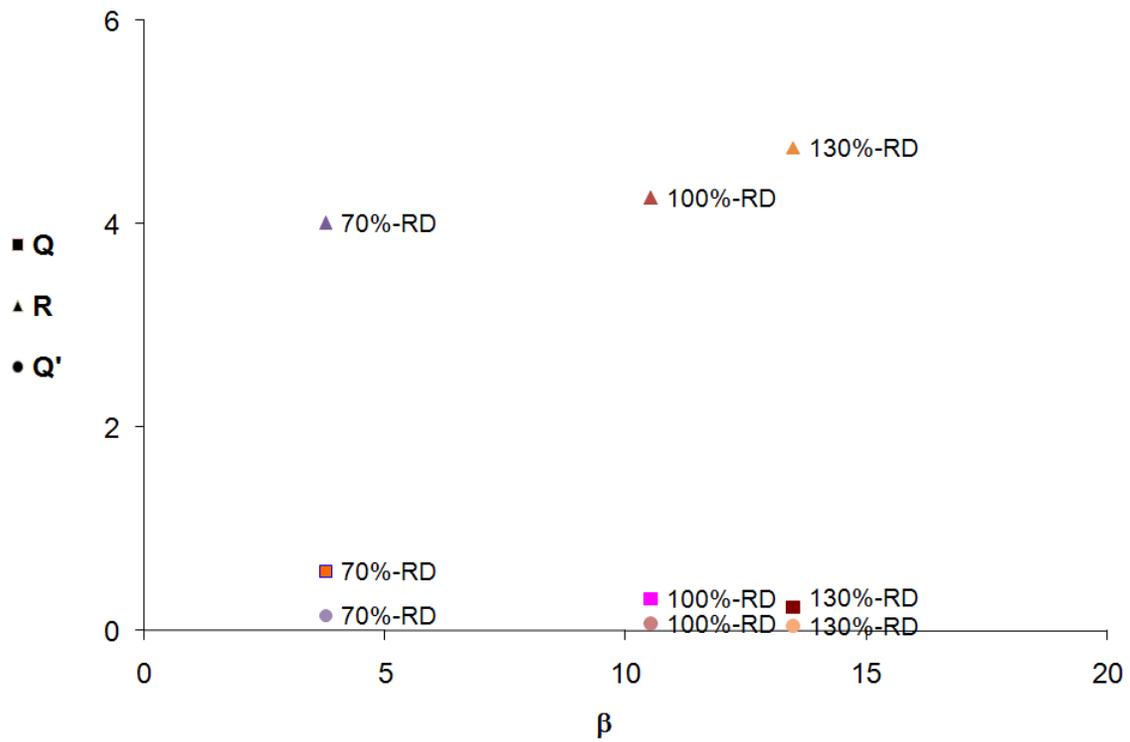
Gráfica 4.26 Valores de β relacionados con Q' para estructuras regulares (R):

a) Sistema estructural a base de marcos analizado con valores medios, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

b) Sistema estructural a base de marcos analizado con valores medios, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.



c)

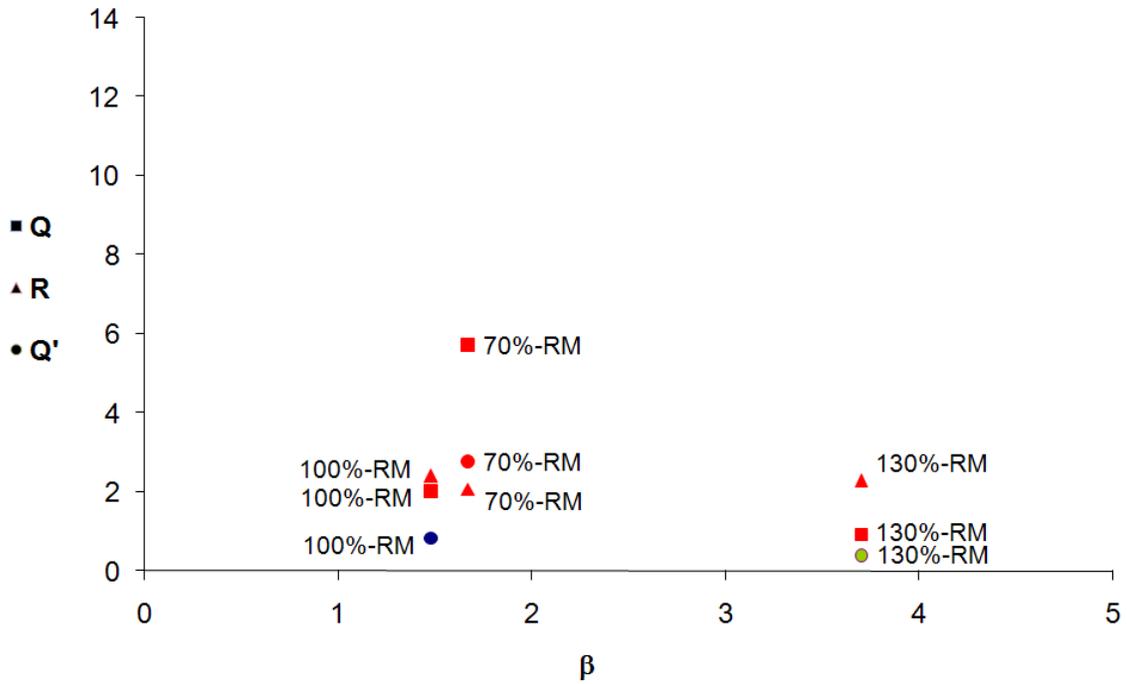


d)

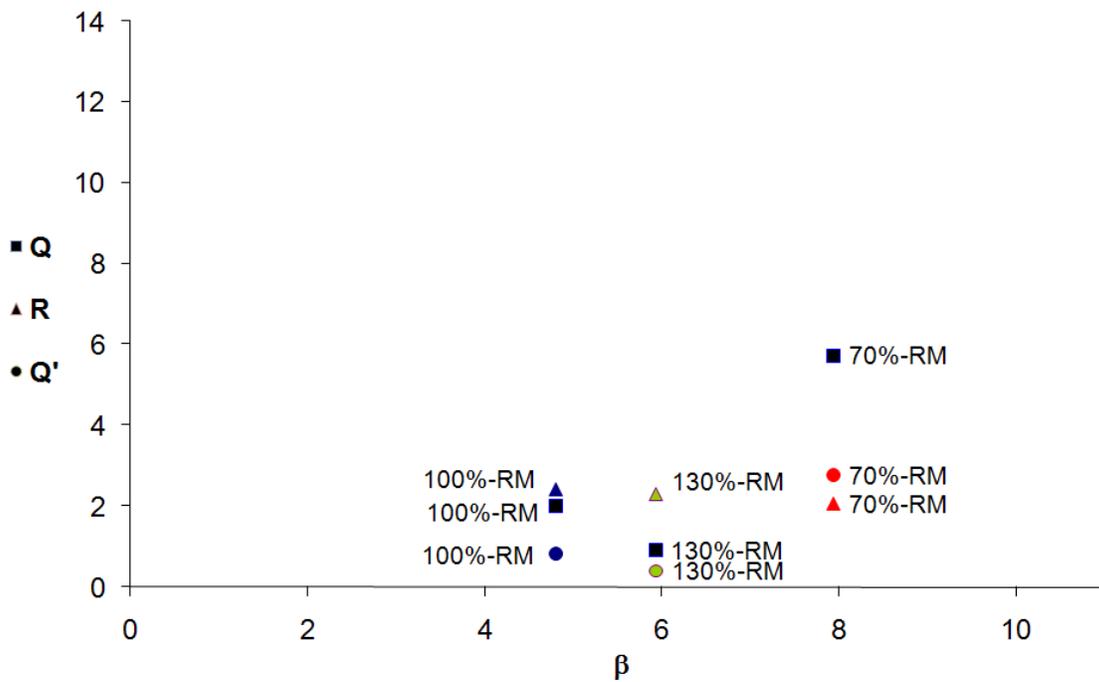
Gráfica 4.26 Valores de β relacionados con Q' para estructuras regulares (R):

c) Sistema estructural dual analizado con valores medios, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

d) Sistema estructural dual analizado con valores medios, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.



a)

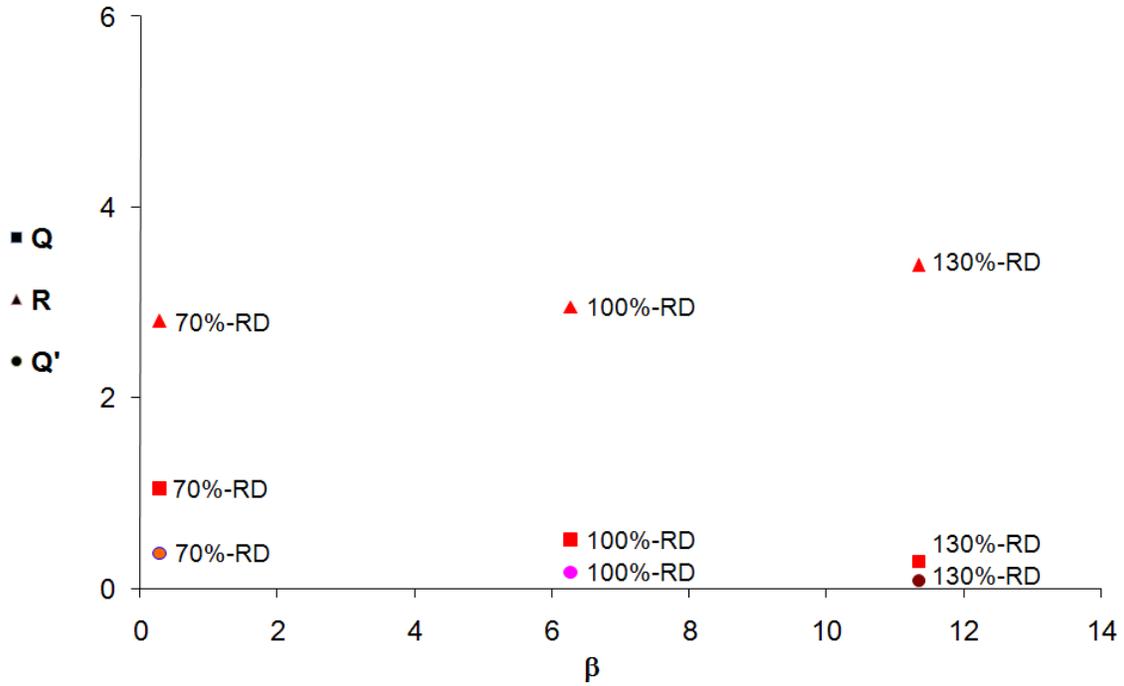


b)

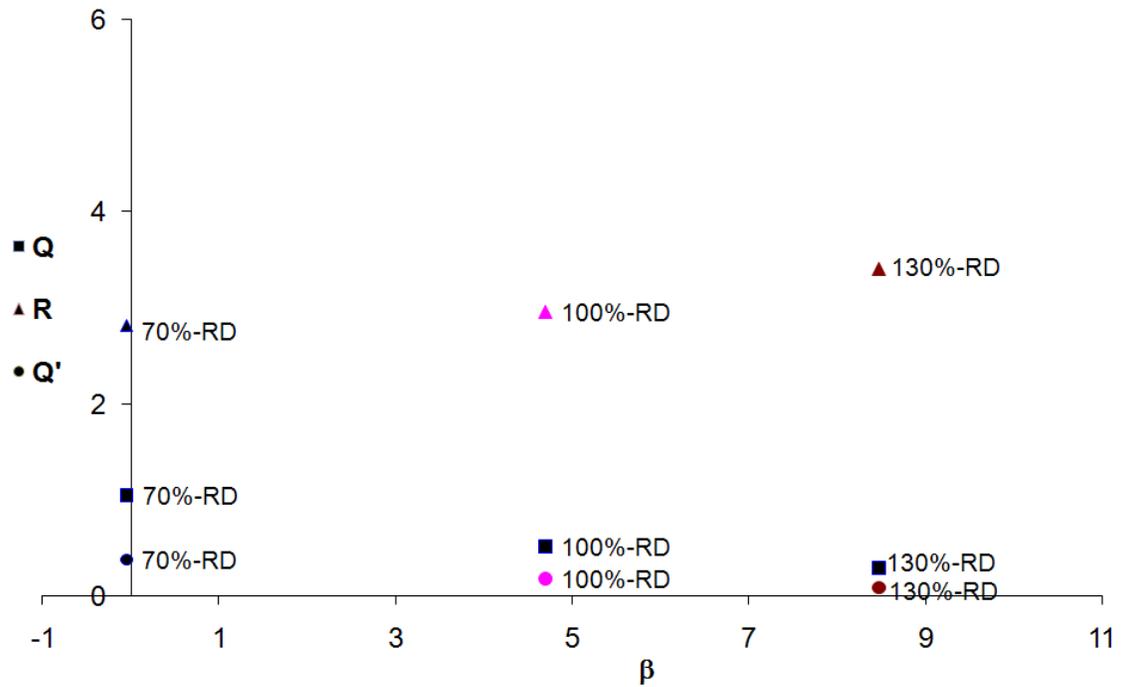
Gráfica 4.27 Valores de β relacionados con Q' para estructuras regulares (R):

a) Sistema estructural a base de marcos analizado con valores nominales, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

b) Sistema estructural a base de marcos analizado con valores nominales, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.



c)

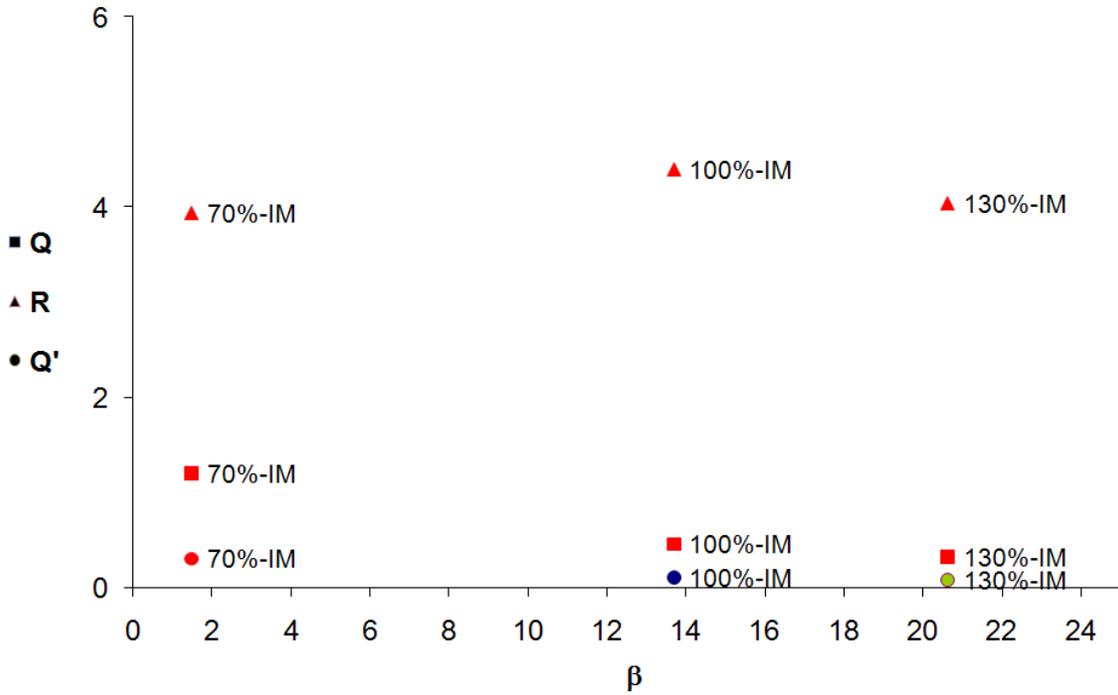


d)

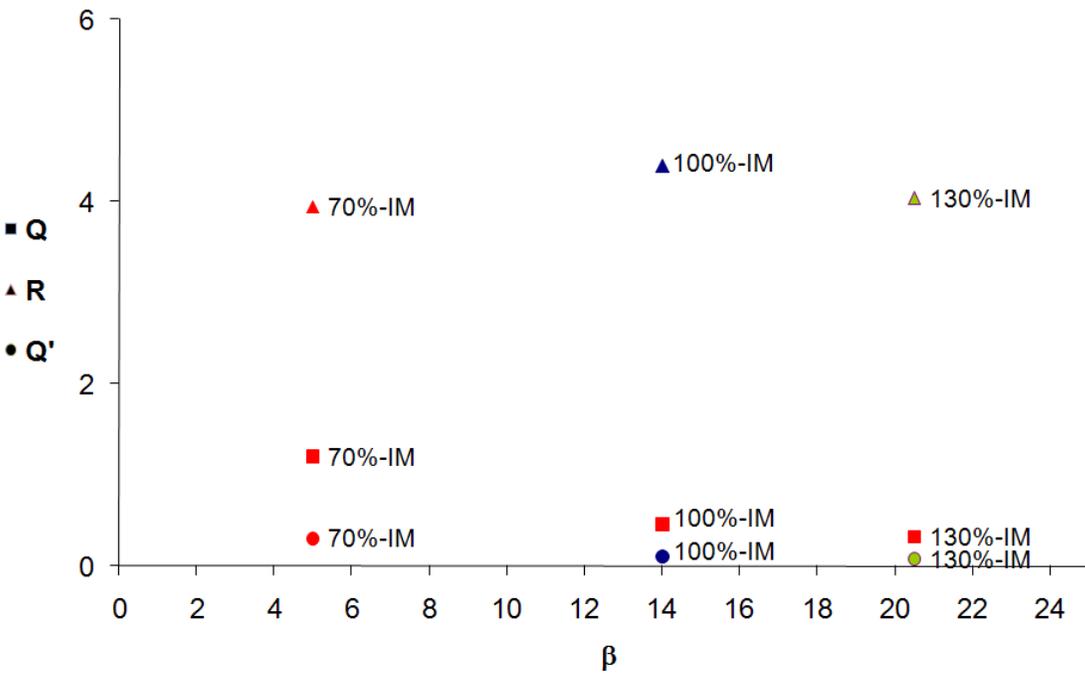
Gráfica 4.27 Valores de β relacionados con Q' para estructuras regulares (R):

c) Sistema estructural dual analizado con valores nominales, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

d) Sistema estructural dual analizado con valores nominales, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.



a)

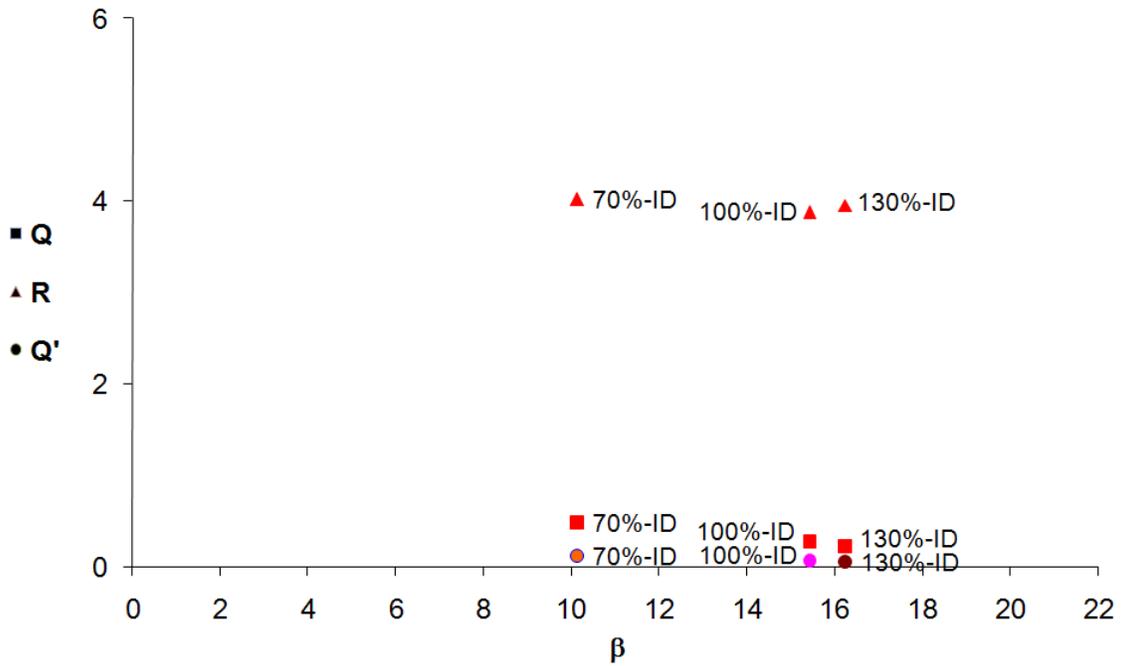


b)

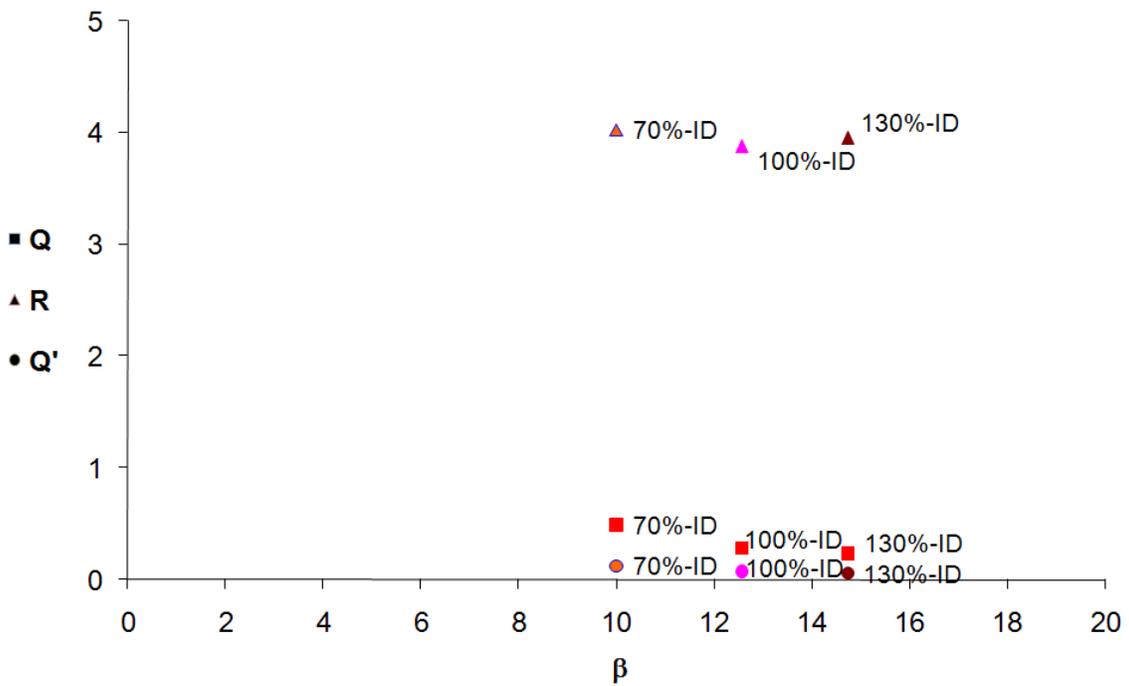
Gráfica 4.28 Valores de β relacionados con Q' para estructuras irregulares (I):

a) Sistema estructural a base de marcos analizado con valores medios, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

b) Sistema estructural a base de marcos analizado con valores medios, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.



c)

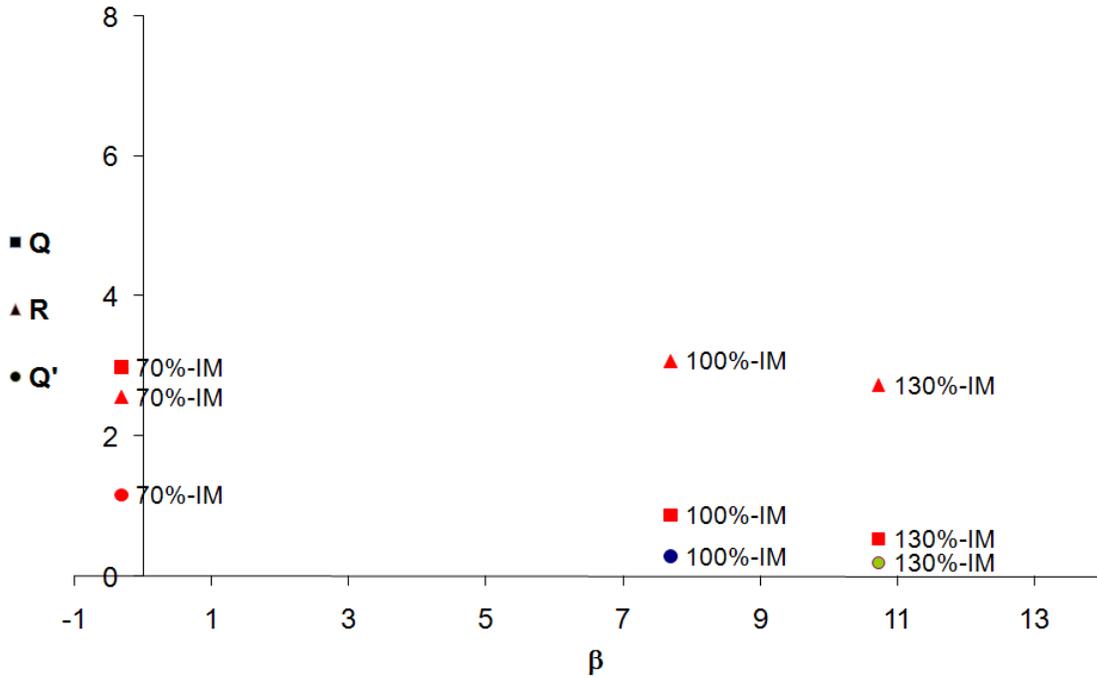


d)

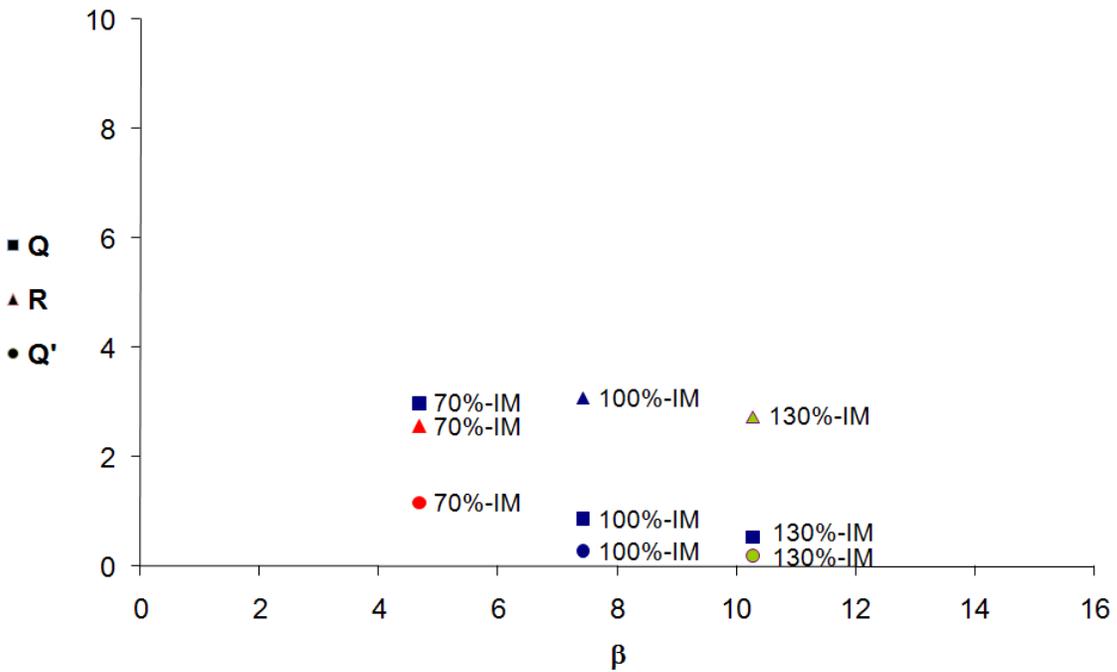
Gráfica 4.28 Valores de β relacionados con Q' para estructuras irregulares (I):

c) Sistema estructural dual analizado con valores medios, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

d) Sistema estructural dual analizado con valores medios, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.



a)

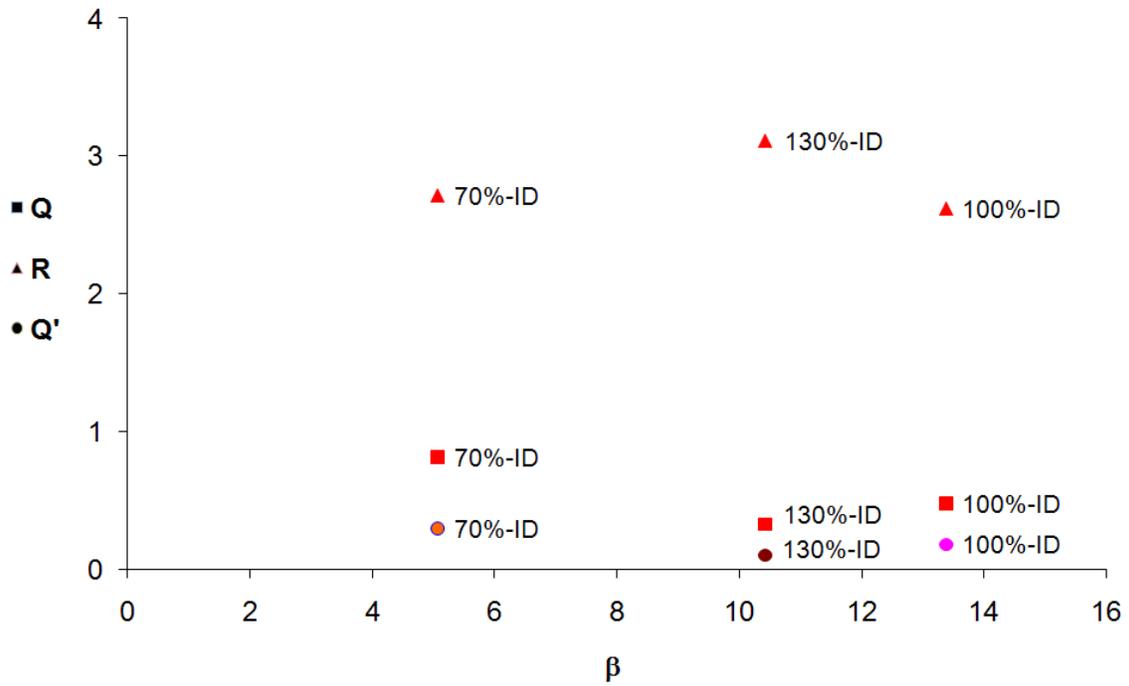


b)

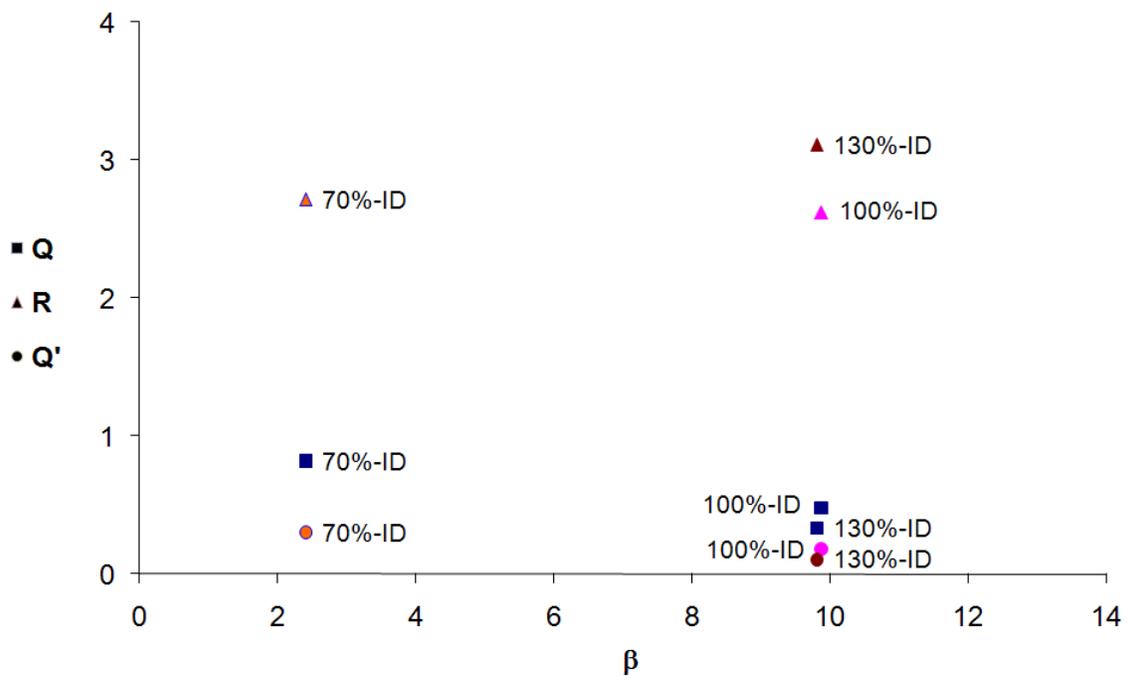
Gráfica 4.29 Valores de β relacionados con Q' para estructuras irregulares (I):

a) Sistema estructural a base de marcos analizado con valores nominales, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

b) Sistema estructural a base de marcos analizado con valores nominales, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.



c)



d)

Gráfica 4.29 Valores de β relacionados con Q' para estructuras irregulares (I):

c) Sistema estructural dual analizado con valores nominales, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

d) Sistema estructural dual analizado con valores nominales, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.

4.5 Confiabilidades implícitas en las NTCDS-2004

Para conocer la confiabilidad implícita en las NTC DS 2004, sólo se tomarán los casos diseñados con el espectro de 100%, estudiados en este trabajo en función de Q, el cual se determina como el cociente de la ordenada de aceleración Sa del espectro de la figura 3.2 correspondiente al periodo T_{ISE} para cada caso, entre la ordena de de aceleración de fluencia Sa_y, es decir:

$$Q = \frac{Sa}{Sa_y} \quad 4.6$$

Sa_y se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{Sa_y}{g} = \frac{v_y}{W} \quad 4.7$$

En donde v_y es el cortante de fluencia del SSR, W es el peso del sistema y g es la constante de gravedad.

Conocido el factor de sobre-resistencia (R) se determina el factor por comportamiento no lineal (Q'), sustituyendo la ecuación 4.6 en la ecuación 4.4.a para valores medios ó 4.4.b valores nominales.

$$Q' = \frac{Sa}{R \cdot Sa_y} \quad 4.8$$

Par conocer el valor de Q se despeja Q' de la ecuaciones 4.1 de la NTC DS 2004, quedando de la siguiente forma:

$$Q = Q' \text{ si } T_{ISE} > T_a$$

$$Q = 1 + (Q' - 1) \frac{T_a}{T_{ISE}} \text{ si } T_{ISE} < T_a \quad 4.9$$

En las tablas 4.86.a y b se muestran los valores obtenidos de Sa y Sa_y en fracción de la gravedad, el factor por comportamiento no lineal (Q') y el valor de Q para cada uno de los casos estudiados.

Grupo		T _{ISE}	Sa/g	Sa _y /g	Q'	Q
100%	RM	1.41	1.200	0.372	0.978	0.978
	RD	0.98	1.006	0.771	0.306	0.446
	IM	1.20	1.176	0.593	0.451	0.466
	ID	0.92	0.960	0.845	0.293	0.473

Tabla 4.8.a Obtención del factor Q para estructuras con valores medios.

Grupo		T _{ISE}	Sa/g	Sa _y /g	Q'	Q
100%	RM	1.70	1.200	0.273	1.821	1.821
	RD	1.18	1.160	0.534	0.735	0.747
	IM	1.43	1.200	0.416	0.938	0.938
	ID	1.09	1.091	0.571	0.730	0.760

Tabla 4.8.b Obtención del factor Q para estructuras con valores nominales.

Para emplear las gráficas de confiabilidad obtenidas para cada uno de los casos de estudio de este trabajo, se despeja S_a de las ecuaciones 4.4.a ó 4.4.b según sea el caso y se sustituyen los valores de Q obtenidos anteriormente, así como los coeficientes de diseño (C_{em} y C_{en} respectivamente).

En las tablas 4.9.a - h se muestra el valor de S_a y del índice β considerando dos criterios alternativos para determinar la capacidad de deformación como en el punto 4.4:

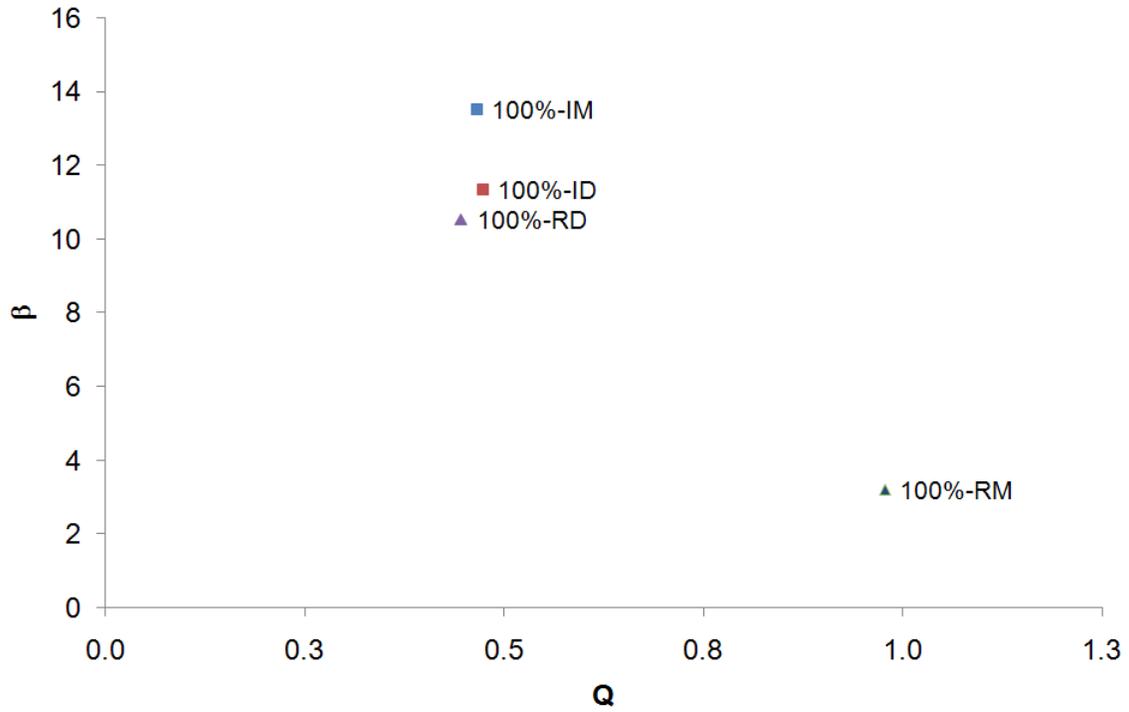
En las tablas 4.8 y 4.9 y en las gráficas 4.30 y 4.31 se muestran las relaciones de los valores de $\beta(Q)$ dependientes del T_{ISE} .

Grupo		T_{ISE}	S_a/g	β_1	β_2
100%	RM	1.41	0.364	3.20	5.54
	RD	0.98	0.344	10.52	8.57
	IM	1.20	0.276	13.50	13.80
	ID	0.92	0.400	11.33	12.57

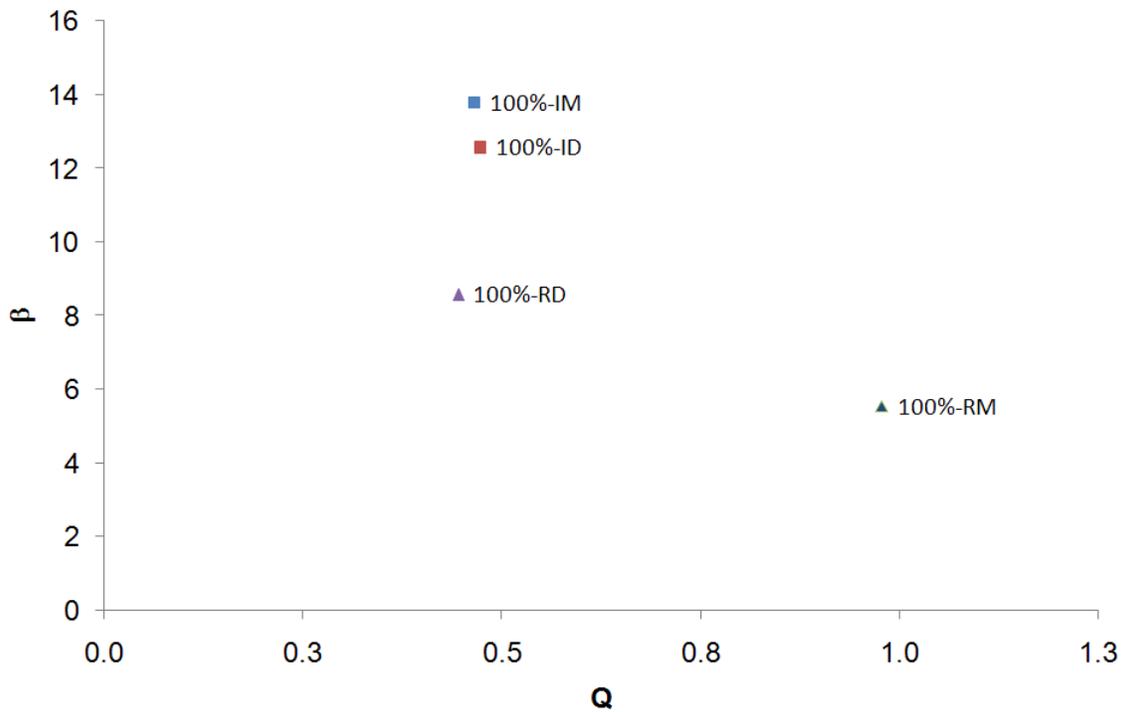
Tabla 4.9.a Valores de β con valores medios.

Grupo		T_{ISE}	S_a/g	β_1	β_2
100%	RM	1.70	0.497	2.06	5.39
	RD	1.18	0.399	3.42	2.24
	IM	1.43	0.390	7.09	6.82
	ID	1.09	0.434	4.00	2.41

Tabla 4.9.b Valores de β con valores nominales.



a)

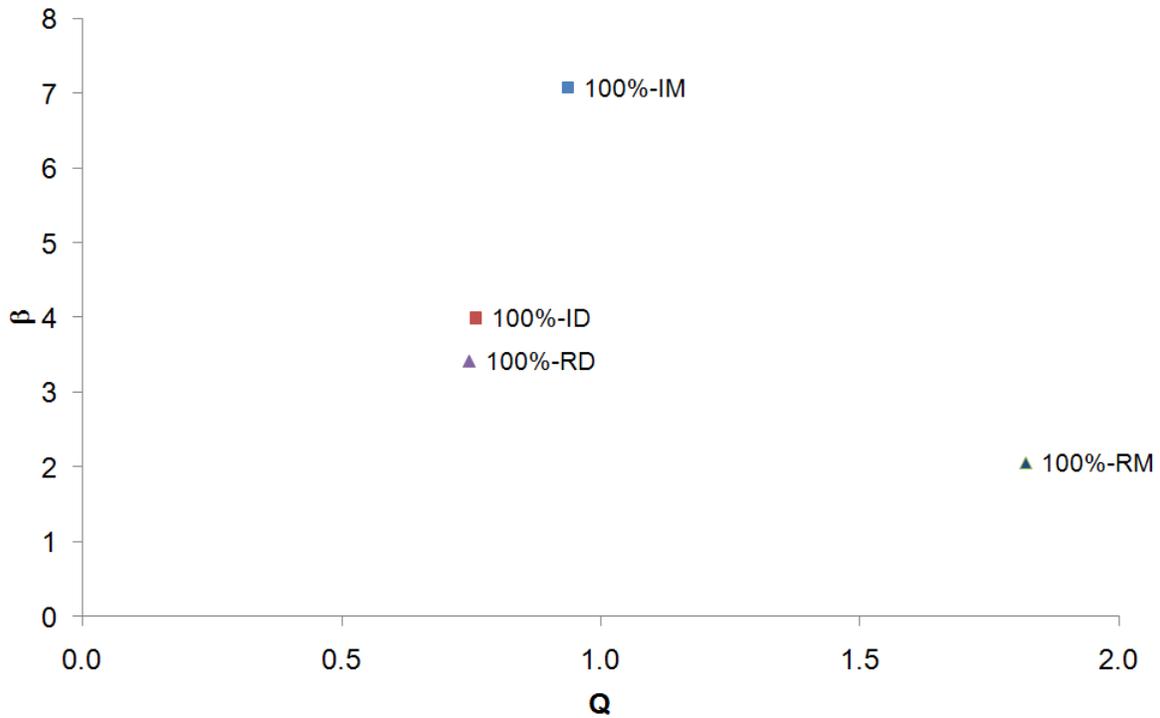


b)

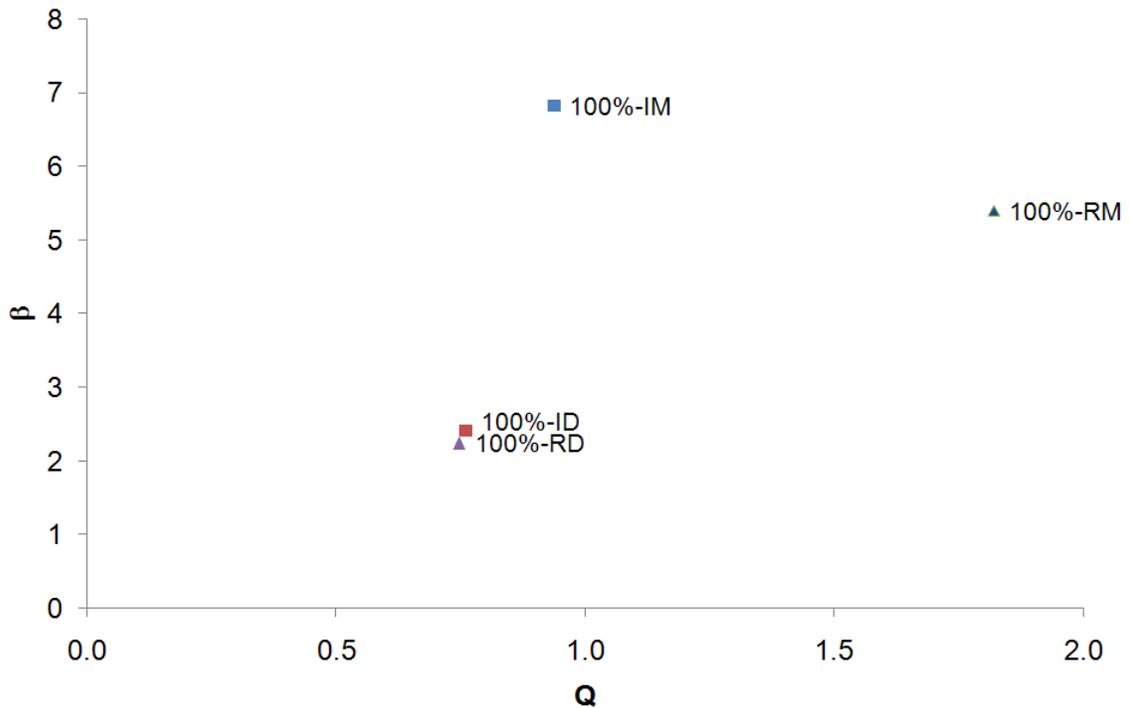
Gráfica 4.30 Valores de β relacionados con Q para estructuras regulares (R) e irregulares (I):

a) Sistema estructural analizado con valores medios, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

b) Sistema estructural analizado con valores medios, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.



c)



d)

Gráfica 4.30 Valores de β relacionados con Q para estructuras regulares (R) e irregulares (I):

c) Sistema estructural analizado con valores nominales, con Ψ_c obtenida de la gráfica de capacidad.

b) Sistema estructural analizado con valores nominales, con Ψ_c tomada de la tabla A.1 de las NTC DS 2004.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

En este trabajo se plantea la metodología para determinar el factor de sobre-resistencia (R), así como el factor reductivo por comportamiento no lineal (Q'), para diseño sísmico por desempeño.

Esta metodología se muestra a través de cuatro grupos de estructuras de concreto reforzado de 12 niveles, los cuales están desplantados en una zona de la Ciudad de México, cuyo material es altamente compresible, por lo que en los análisis se consideró la interacción suelo estructura (ISE).

Cada sistema se diseñó para tres valores de coeficientes sísmicos: 0.7, 1.0 y 1.3 veces los propuestos en las NTC DS 2004.

El desempeño sísmico fue evaluado por medio de la deformación global de cada uno de los sistemas estructurales.

Se determinaron los índices β de confiabilidad para los valores medios y nominales de las resistencias del concreto y del acero, así como, de la carga viva mediante el cociente de los momentos estadísticos de primer y segundo orden del factor de seguridad.

En este trabajo se observó:

Los análisis de empuje lateral pseudo-estático relacionado con valores nominales resultaron ser más conservadores que los realizados con valores medios o reales.

Los valores de capacidad de deformación global última para los casos de sistemas estructurales duales resultaron ser mayores que los especificados en las NTC DS 2004.

Los valores de capacidad de deformación global última para los casos de sistemas estructurales formados por marcos rígidos resultaron menores que los propuestos por las NTC DS 2004.

El criterio para determinar la capacidad de deformación última (X_{nu}) correspondiente al 80% del cortante máximo (V_{max}), proporcionó índices de confiabilidad menores que los obtenidos con las distorsiones permisibles de la tabla A.1 de las NTC DS 2004. Para el caso de los sistemas duales donde X_{nu} se tomó cuando se presenta la falla frágil; los índices de confiabilidad fueron mayores que los obtenidos con las distorsiones propuestos por las NTC DS 2004. Lo anterior hace ver que el criterio para determinar X_{nu} no proporciona índices de confiabilidad aceptables.

Estructuras cuyo periodo se encuentra después del valor pico presentaron valores de β mayores que cuyo periodo se encuentre de lado izquierdo del valor pico del espectro de respuesta.

El uso de SSR, hizo más fácil el estudio de los factores reductivos de sobre-resistencia (R) y por comportamiento no lineal (Q').

Los factores R calculados con la metodología propuesta en este trabajo resultaron ser mayores que los que se obtendrían aplicando la expresión A.10 del apéndice de las NTCD-2004.

Los factores R y Q' no dependen solamente de la estructura, sino también de las características del sitio de estudio y de la intensidad sísmica.

5.2 Recomendaciones

Considerar para estudios futuros muestras de registros simulados que tengan variabilidad en sus intensidades, para obtener:

- muestras con demandas de ductilidad mayores que los obtenidos en este trabajo.
- mejor estimación de la confiabilidad.

Otra alternativa para determinar el valor de X_{nu} , pudiera ser el uso del método de Análisis Dinámico Incremental (*IDA*).

Otro criterio utilizado determinar la función de confiabilidad es el del Índice de Reducción de Rigidez Secante (IRRS), ya que tiene la virtud de ser aplicable en planteamientos donde se utiliza SSR.

Los resultados obtenidos hacen ver que se requiere contar con un grupo de casos suficientemente amplio para formular recomendaciones generales para la determinación de los factores de sobre-resistencia y comportamiento no lineal.

Con la información obtenida se puede calcular la probabilidad de falla, además de un estudio de costo beneficio, nos proporciona información para realizar estudios de optimación.

REFERENCIAS

- A. Terán (2002), Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Mor., pp. 564-573
- A. Terán y M. Espinosa (2008), Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona de lago del Distrito Federal: La resistencia lateral de diseño, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 78, pp. 23-46.
- A.H-S Ang y W. H. Tang (1975), Probability concepts in engineering planning and design, J. Willey & Sons, Tomo II.
- C. J. Mendoza (1984), Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- C. J. Mendoza (1991), Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones, Revista de Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol. III, No. 34, Marzo, pp. 6-11.
- Campos-Arias D. y L. Esteva (1997), Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, pp. 567-573
- E. Ismael (2003), Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- E. Ismael y L. Esteva (2006), A hybrid method for simulating strong ground motions records, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Ginebra, Suiza, Artículo No. 1265, CD-ROM, pp. 1-9
- E. Mendoza (1991), Drainter": Programa de computadora para el análisis inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura. Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- E. Miranda (1993), Site dependent strength reduction factors, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, pp 3505-3519.
- E. Miranda y J. Ruiz (2003), Evaluación de los factores de reducción de resistencia por ductilidad para estructuras de mampostería cimentadas en terreno firme, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 69, pp. 1-23.
- E. Miranda y V. V. Bertero (1994), Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design, Earthquake Spectra, Vol. 8, pp357-379.
- E. Rangel R. (2008), Diseño sísmico basado en confiabilidad de edificios con irregularidad de masas en altura, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Egor P. Popov, Carl E. Grigorian y Tzong-Shuoh Yang (1995) , Developments in seismic structural analysis and design, Elsevier Science Ltd, Vol. 17, pp. 187-197.
- J. Alamilla (2001), Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aporticadas, Tesis de doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

-
- J. Alamilla (2008), Apuntes de la materia: "Confiabilidad estructural", Maestría en ciencias (Estructuras), Instituto Politécnico Nacional.
- J. Aviles y L. E. Pérez Rocha (2004), Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 71, pp. 1-36.
- J. B. Mander, M. J. N. Priestley y R. Park (1988), Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering (ASCE). Vol. 114, No. 8, Agosto, pp. 1804-1825.
- J. Pier y A. Cornell (1973), Spatial and temporal variability of live loads, Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 99, No. ST5, Mayo, pp. 903-922.
- L. Esteva (2001), Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 63, pp. 36-54.
- L. Esteva (2002), Retos para el establecimiento de criterios óptimos para diseño sísmico basado en desempeño, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Mor., pp. 1-11.
- L. Esteva (2008), Comunicación personal.
- L. Esteva, O. Díaz-López, J. García-Pérez, G. Sierra y E. Ismael (2002), "Simplified reference systems in the establishment and application of displacement-based seismic design criteria", Memorias, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Londres, Inglaterra, Artículo No. 419, CD-ROM
- M. A. Montiel O. (2006), Confiabilidad implícita en estructuras convencionales como base para establecer criterios para el diseño sísmico de estructuras reforzadas con disipadores de energía, Tesis de doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- M. Fintel (1995), Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years, pp. 62-80
- M. Rodríguez y J. C. Botero (1996), Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México, Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 575, Enero.
- NTC DCEC 2004 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, Gaceta oficial del Distrito Federal, Tomo I, pp. 88-194
- NTC DS 2004 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, Gaceta oficial del Distrito Federal, Tomo II, pp. 55-77
- O. Díaz-López, L. Esteva y E. Mendoza (1998), XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, Nvo. León, pp. 1037-1046.
- R. Aguilar (2002), Verificación del desempeño en el diseño sísmico resistente, Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 2, pp. 41-53
- R. Aguilar (2003), Análisis sísmico por desempeño, Escuela Politécnica del Ejército.
- R. Aguilar (2007), El factor de sobre-resistencia en estructuras de hormigón armado sin muros de corte, Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 7, pp. 197-212
- R. Melchers (1999), Structural reliability analysis and prediction, Segunda edición, John Wiley & Sons.

- R. Meli y C. J. Mendoza (1991), Reglas de verificación de calidad del concreto, Revista de Ingeniería LXI, México.
- R. Meli (1979), Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM , No.375
- R. Meli (2007), Diseño estructural, Limusa
- R. Park y T. Paulay (1979), Estructuras de concreto reforzado, Limusa
- S. A. Mirza y J. G. MacGregor (1979), Variability in dimensions of reinforced concrete members, Journal of Structural Division (ASCE), Vol. 105, No. ST4, Abril, pp. 751-766.
- S. A. Mirza y J. G. MacGregor (1979), Variability of mechanical properties of reinforcing bars, Journal of Structural Division (ASCE), Vol. 105, No. ST5, Mayo, pp. 921-937.
- S. E. Ruiz y A. Soriano (1997), Design live loads for office buildings in Mexico and the United States, Journal of the Structural Engineering. Vol.123, No. 6, Junio, pp. 816-822.
- T. Paulay y M. J. N. Priestley, (1992), Seismic design of reinforced concrete and masonry building, John Wiley & Sons. Inc.
- X. Qi y J.P. Moehle (1991), Displacement design approach for reinforcement concrete structures subjected to earthquakes, Reporte No. UCB/EERC-9102, University of California at Berkeley.

Apéndice A.1

- Incertidumbre en la carga viva: esta se considera basándose en el modelo de Pier y Cornell (1973). Este modelo considera parámetros de edificios en otros países y debido a esto, de estudios de Ruiz y Soriano (1997) es modificado para el caso del Distrito Federal. En el estudio de Ruiz y Soriano el valor medio de la carga viva en edificios de oficinas es de $m_o = 75.1 \text{ kg} / \text{m}^2$.
- Incertidumbre relacionada con la variación de la carga muerta: se relaciona con la variación de dimensiones de los elementos estructurales, así como de los pesos volumétricos especificados de los materiales empleados. Al no contar con algún modelo que describa el comportamiento probabilístico de las cargas muertas, Alamilla (2001), considera que la correlación entre cargas proveniente de otros pisos puede ser obtenida por medio de la distribución del cociente entre cargas en pisos diferentes.
- Incertidumbre en características geométricas de elementos estructurales de concreto reforzado: variación en las propiedades geométricas de los elementos después de haberse construido, como las alturas, anchos, recubrimientos y peraltes efectivos son consideradas en la simulación ya que influyen en las estimaciones de rigidez, resistencia y deformación de los elementos estructurales. Las variaciones han sido estudiadas y medidas en edificios de varios países, incluido México. Mirza y MacGregor (1979) evaluaron las propiedades estadísticas, medias y desviación estándar de las diferencias o errores entre las dimensiones reales de secciones transversales de elementos y las correspondientes dimensiones proyectadas. Los errores de dichas propiedades geométricas son considerados como variables aleatorias correlacionadas con una distribución de probabilidad Normal. También se considera que las variables de los errores son estadísticamente independientes entre secciones de diferentes elementos.
- Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto: la resistencia del concreto medida por medio de ensayos a compresión de cilindros a 28 días después de su vaciado puede variar. Factores como el procedimiento de curado, tamaño y forma de los elementos, temperatura, humedad y efectos de los diferentes regímenes de esfuerzo a los que es sometida la estructura tienden a hacer menor la resistencia del concreto, que el de los cilindros. Esta variación se puede tomar en cuenta respecto a la resistencia nominal a compresión. De acuerdo con ensayos de Mendoza (1991) y, Meli y Mendoza (1991) donde se midió la variación de resistencia del concreto a compresión y primeros momentos estadísticos de la resistencia, se determinó que es posible representar dicha resistencia mediante una función de distribución de probabilidad normal. Actualmente no existen estudios probabilísticos que cuantifiquen la correlación de la resistencia de los elementos en estructuras construidas; por lo tanto, Alamilla (2001) sugiere que las resistencias de los elementos de concreto en todo el edificio están correlacionadas. Para obtener los valores simulados de la resistencia a compresión del concreto en los elementos estructurales se considera que la resistencia se comporta de acuerdo con una función de distribución lognormal.
- Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto: la resistencia a tensión del concreto, f_t , se relaciona con el agrietamiento de los elementos de concreto cuando estos se someten a momentos flexionantes. De acuerdo con Mendoza (1984) esta propiedad se representa adecuadamente, para concretos fabricados en el D.F., como: $f_t = \phi_t \sqrt{f'_c}$, donde f'_c es la resistencia nominal a compresión del concreto y ϕ_t es una variable aleatoria. Hasta ahora esta correlación no se ha podido evaluar de los ensayos de los cilindros de concreto, debido a que las resistencias a compresión y a tensión de dichos cilindros provienen de muestras distintas; por esta razón, en lo que sigue, la correlación entre dichas variables se estima de acuerdo con la metodología de Alamilla (2001). También es posible considerar que la resistencia a tensión en la estructura se ve afectada por las mismas condiciones que afectan a la resistencia a compresión del concreto.

- Incertidumbre en el modulo tangente de concreto: el módulo tangente caracteriza el comportamiento de elementos estructurales de concreto sometidos a esfuerzos axiales y cortantes. Esta propiedad, igual que la resistencia a tensión del concreto, se relacionara con su resistencia nominal a compresión, por medio de $E_c = \phi_E \sqrt{f'_c}$, donde ϕ_E es una variable aleatoria con propiedades estadísticas dadas. A partir de gráficas esfuerzo-deformación de cilindros de concreto, fabricados con agregados típicos del valle de México, ensayados a compresión Mendoza (1984) estimó la variable ϕ_E . Estas propiedades estadísticas se calcularon a partir de mediciones de valores experimentales de E_c que resultaron de evaluar la pendiente de la recta que intersecta a la curva esfuerzo-deformación en cuestión, en el punto en que el esfuerzo asociado a dicha curva es igual a 40% del esfuerzo máximo de la resistencia a compresión del concreto. Esto implica que la resistencia a compresión y el módulo están correlacionados, Alamilla (2001) evalúa de forma análoga la correlación entre la resistencia a compresión y tensión del concreto, de acuerdo con su metodología.
- Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero estructural: el comportamiento de elementos de concreto reforzado, y por consiguiente el de la estructura en su conjunto, depende esencialmente de la resistencia y de la capacidad de disipar energía de deformación del acero estructural en los elementos de concreto. De aquí la importancia de estimar los parámetros estadísticos de las funciones que definen las relaciones constitutivas del acero estructural. De pruebas experimentales de probetas de acero ensayadas a tensión de Rodríguez y Botero (1996) y de estudios de Mirza y MacGregor (1979) sobre la variación de la resistencia en la población de varillas de diferentes fuentes, se simula la resistencia del acero.
- Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal: el área de acero de refuerzo longitudinal en elementos de concreto es una combinación de barras de acero de diámetros dados, por lo que la suma de las áreas de las barras de acero será diferente a la cantidad de área de acero que se obtiene de los cálculos en el diseño. De acuerdo con Mirza y MacGregor (1979), el área de acero real en cada sección transversal puede representarse mediante la variable aleatoria $A_R = \phi A_D$, donde ϕ es una variable aleatoria independiente y A_D es el área de acero que resulta del diseño convencional, por lo que es una variable determinista. Se simularán independientemente valores de ϕ para cada lecho de acero, con base en la distribución lognormal propuesta por los autores mencionados.
- Alamilla (2001) propone para determinar los coeficientes de rigidez discretizar la longitud del elemento en siete segmentos, dos de ellos de rigidez infinita, cuyas longitudes dependen de las características de los elementos de los extremos, mientras que la rigidez de los elementos restantes se considera invariable a lo largo del mismo y se obtiene el diagrama de momento curvatura de una sección transversal típica en el segmento asumiendo el modelo de Mander (1988) para representar el comportamiento esfuerzo deformación del acero de refuerzo y el modelo de Rodríguez y Botero (1996) para representar el comportamiento del acero de refuerzo. Las propiedades geométricas y mecánicas de la sección se estiman por simulación de Monte Carlo. En trabes, la influencia de la losa se toma en cuenta mediante un ancho equivalente, de acuerdo con Priestley y Paulay (1992).

Apéndice A.2

Relaciones entre propiedades y respuesta del sistema simplificado de referencia (SSR) y el modelo detallado (MD).

Propiedades del sistema de múltiples grados de libertad o modelo detallado (MD)

M	matriz de masa
K	matriz de rigideces
Z	configuración supuesta, con amplitud igual a 1 en el extremo superior
V	fuerza cortante en la base
x	vector de desplazamientos relativos
X _n	desplazamiento en el extremo superior
u	escalar
J	vector unitario

Respuesta dinámica del modelo detallado (MD)

$$M\ddot{x} + g(X, \dot{X})Kx = -MJ\ddot{x}_o \quad \text{A.2.1}$$

Sea $X = uZ$; pre-multiplicando por Z^T :

$$Z^T MZ\ddot{u} + g(u, \dot{u})Z^T KZu = -Z^T MJ\ddot{x}_o \quad \text{A.2.2}$$

La cual se transforma en:

$$\ddot{u} + g(u, \dot{u})p^2 u = -\alpha\ddot{x}_o \quad \text{A.2.3}$$

De donde α es el factor de participación dinámica que se obtiene:

$$\alpha = \frac{Z^T MJ}{Z^T MZ} \quad \text{A.2.4}$$

Propiedades del sistema de un grado de libertad o sistema simplificado de referencia (SSR):

m	masa
k	rigidez lateral
u	Desplazamiento relativo a la base
v	fuerza cortante

$$k = Z^T KZ \quad \text{A.2.5}$$

$$m = Z^T MZ \quad \text{A.2.6}$$

$$p^2 = \frac{k}{m}$$

A.2.7

Para establecer la relación entre las respuestas del SSR y del MD a una excitación sísmica se pueden adoptar distintos planteamientos, como los descritos a continuación, en donde se supone que la escala de los modos de vibración se eligen de tal manera que la amplitud de cada uno de ellos en el extremo superior de la estructura es igual a la unidad.

- Primer planteamiento

Si u se obtiene de resolver la ecuación A.2.3, resulta $X_n = u$, lo cual implica que $X_{ny} = u_y$. La

fuerza cortante en la base del MD vale $V = J^T K Z u = q k u$, en donde $q = \frac{J^T K Z}{Z^T K Z}$.

La fuerza cortante en el SSR vale $v = k u$, De aquí $\frac{V}{v} = q$. Esto implica $\frac{V_y}{v_y} = q$

- Segundo planteamiento

Supongamos que para obtener u tomamos el segundo miembro de la ecuación A.2.3 igual a \dot{X}_o .

Entonces para un nivel de ductilidad dado se obtendría $X_n = \alpha u$. Ahora $V = J^T K Z \alpha u = q \alpha k u$,

$v = k u$, lo cual conduce a $\frac{V}{v} = \alpha q$, $\frac{V_y}{v_y} = \alpha q$ y además $X_{ny} = \alpha u_y$.

Apéndice A.3

La distribución de masas para realizar el análisis de empuje lateral considera la contribución de los modos superiores.

La secuencia de cálculo para determinar la distribución de masa es la siguiente:

1. Se determina la matriz de rigidez $[K]$ y de masa $[M]$ del marco en estudio
2. Se determinan las frecuencias (W) y periodos de vibración (T) del modo i -ésimo
3. Se determina la matriz modal $[\Phi]$
4. Con cada T_i se ingresa al espectro del apéndice A.3 de las NTC DS 2004 para un $T_s=2s$ y se obtiene la ordenada de aceleración (Sa)
5. Se obtiene el factor de participación (γ) del modo i -ésimo
6. Se obtienen los cortantes modales

$$V_i = \gamma_i Sa(T_i) \sum_{k=1}^N m_k \phi_{ki} \quad \text{A.3.1}$$

Donde m_k masa del piso k , ϕ_{ki} vector modal del piso k y N número total de pisos

7. Se usa el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) para estimar la respuesta máxima.

$$V_i = \sqrt{\sum_{i=1}^N (V_i)^2} \quad \text{A.3.2}$$

8. Se determinan las fuerzas laterales, y se normalizan a 1.0 en el entrepiso de amplitud máxima para posteriormente multiplicar dicho vector normalizado por un valor de masa para cada caso de estudio.

Apéndice A.4

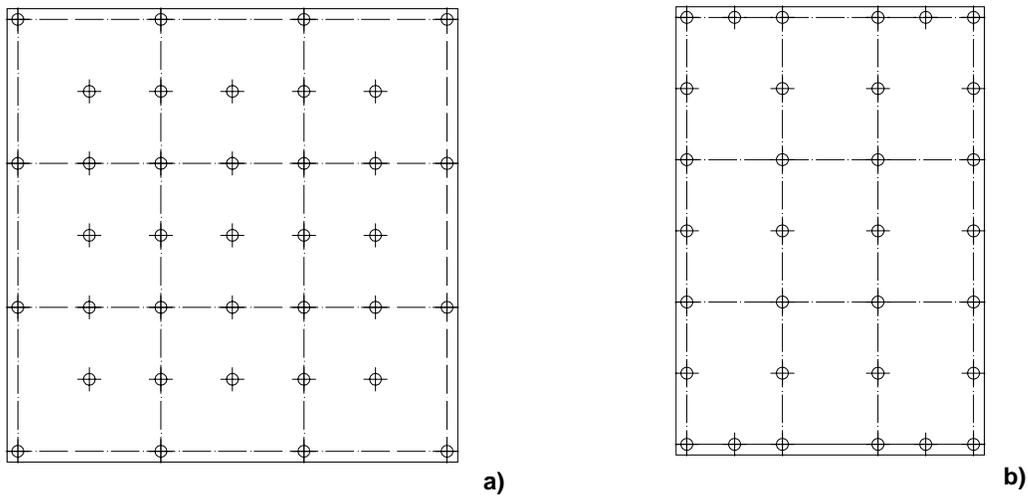


Figura 1 Distribución en planta de pilotes debajo del cajón de cimentación: a) regular en planta y elevación, b) irregular debido a la relación de su altura con la dimensión menor de la base

En el caso de la figura 1-a cuenta con 37 pilotes de 75 cm de diámetro y de longitud de pilote (L_g) de 35 m. En la figura 1-b cuenta con 32 pilotes de 50 cm de diámetro y longitud de pilote (L_g) de 31 m, para ambos casos la profundidad de los depósitos firmes en el sitio de interés es de 38 m.

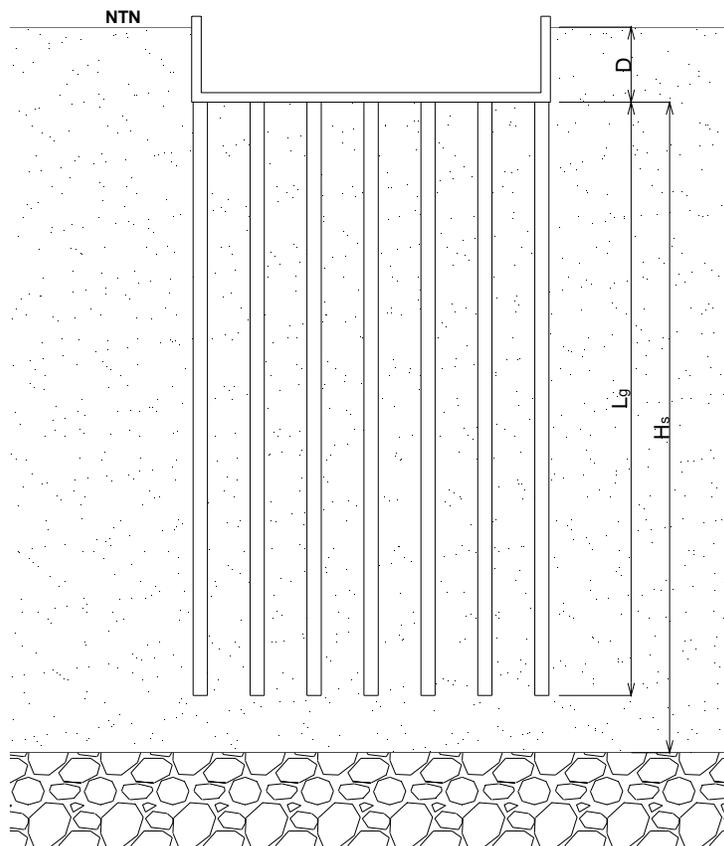


Figura 2 Distribución de pilotes debajo del cajón de cimentación

De la figura 2, D corresponde a la profundidad de desplante de la cimentación, L_g longitud del pilote y H_s profundidad de los depósitos firmes en el sitio de interés.

A continuación se muestran las propiedades del suelo que se consideraron para este trabajo de investigación

$$\gamma = 1.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso volumétrico medio del suelo}$$

$$T_s = 2\text{s} \quad \text{Periodo fundamental del suelo}$$

$$\zeta = 0.03 \quad \text{Amortiguamiento histerético}$$

$$\nu = 0.45 \quad \text{Relación de Poisson}$$

$$g = 981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \quad \text{Aceleración de la gravedad}$$

$$G = \frac{16 \times \gamma}{g} \times \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad \text{Módulo de rigidez medio del suelo}$$

$$E_s = 2 \times G(1 + \nu) \quad \text{Módulo de elasticidad del suelo}$$

Apéndice A.5

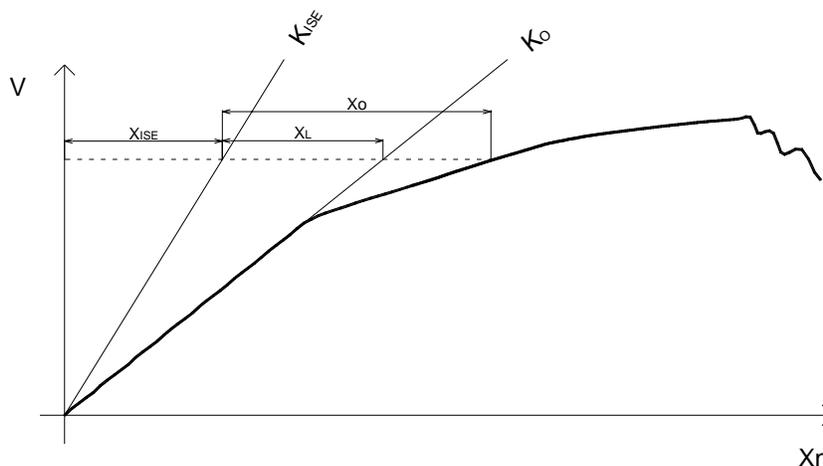


Figura 1 Curva de capacidad incorporando el efecto de la interacción suelo estructura

$$X = X_0 + X_L \frac{K_0}{K_{ISE}} = X_0 + \frac{V}{K_{ISE}} \quad A.5.1$$

La ecuación A.4.1 nos permite calcular la curva de empuje lateral del sistema detallado incluyendo el efecto de interacción suelo estructura (ISE).

Donde K_{ISE} es la rigidez de ISE, se liga como sigue con K_0 la rigidez de base rígida y con K , la rigidez efectiva, tomando en cuenta la ISE

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_{ISE}} + \frac{1}{K_0} \quad A.5.2$$

Despejando K_{ISE} se obtiene:

$$K_{ISE} = \frac{K \times K_0}{K_0 - K} \quad A.5.3$$

Por otra parte Esteva (2008)

$$\frac{K_0}{K} = \frac{T_{ISE}^2}{T_0^2} \quad A.5.4$$

Despejando K :

$$K = K_0 \frac{T_0^2}{T_{ISE}^2} \quad A.5.5$$

Sustituyendo la ecuación A.4.5 en la ecuación 3 tenemos:

$$K_{ISE} = \frac{K_o \times \frac{T_o^2}{T_{ISE}^2}}{1 - \frac{T_o^2}{T_{ISE}^2}} \quad \text{A.5.6}$$

- X_{ISE} Aportación de la ISE
- X_o Desplazamiento total, relativo a la base, sin incluir efectos de ISE.
- V Cortante sin incluir los efectos de ISE
- X_n Desplazamiento
- X_L Respuesta lineal del sistema $X_L = V / K_o$
- K_o Rigidez tangente inicial, sin incluir ISE
- K Rigidez de la base, incluye los efectos de traslación y rotación
- K_{ISE} Rigidez de de la cimentación
- T_{ISE} Periodo de la estructura considerando efectos de ISE que se determina con la ecuación A-20 de las NTC DS 2004
- T_o Periodo de la estructura con base rígida

Apéndice A.6

Estimación de la distorsión global (Ψ_o) por medio del SSR que incluye el efecto de ISE

$$\Psi_o = \frac{\alpha r_\delta U}{H} \quad \text{A.6.1}$$

En donde r_δ se obtiene con la ecuación A.5.2

$$r_\delta = 1 - \frac{\delta_{ISE}}{\delta} \quad \text{A.6.2}$$

r_δ es constante en el intervalo lineal, sin embargo, en sistemas no lineales r_δ depende de δ

Empleando los desarrollos del apéndice A.5 se obtiene

$$\frac{\delta_{ISE}}{\delta} = \frac{V(\delta)}{K_{ISE} \times \delta} = \frac{V(\delta)}{K_o \times \delta} \left[\left(\frac{T_{ISE}}{T_o} \right)^2 - 1 \right] \quad \text{A.6.3}$$

El procedimiento para estimar r_δ es el siguiente:

1. Mediante el análisis de respuesta del SSR que incluye ISE, se obtiene δ
2. Dado δ , se obtiene $V(\delta)$, de la curva carga-deformación del SSR, obtenida de un análisis de empuje lateral
3. Se conocen T_{ISE} , T_o y K_o
4. Se aplica la ecuación 3 para luego ser aplicado en la ecuación 2