UNIVERSIDAD SAN SEBASTIAN
VOCACIÓN POR LA EXCELENCIA

FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
SEDE CONCEPCIÓN

"EVALUACIÓN NÚMERICA DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN DE SUELOS PARA DIFERENTES FUENTES SISMOGENICAS"

Tesis para Optar al Título de Ingeniero Civil

Profesor tutor: Dr. Ramón Mata Lemus
Estudiante: Gerardo Mora Falcón

© Gerardo Mora Falcón. Se autoriza la reproducción parcial o total de esta obra, con fines académicos, por cualquier forma, medio o procedimiento siempre y cuando se incluya cita bibliográfica del documento.

Concepción, Chile
2025

HOJA DE CALIFICACIÓN

En _____, el _____de_____de _____los abajo firmantes dejan constancia que el (la) estudiante _____de la carrera de _____ha aprobado la tesis para optar al título de _____ con nota de_____.

_____

Profesor Evaluador

_____

Profesor Evaluador

_____

Profesor Evaluador

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mi familia, cuyos valores y apoyo incondicional han sido mi motor constante

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por estar siempre acompañándome en todo, otorgándome talento, fuerza, conocimiento y fe para enfrentar y lograr todos los objetivos y metas que me he propuesto, sin él no hubiera sido posible

Quiero agradecer profundamente a mis padres, por su esfuerzo incansable y por enseñarme, que todo en la vida se construye con trabajo, sacrificio y amor. A mi padre, por cada jornada de trabajo, por las noches sin descanso, por todo lo que silenciosamente entregó para que yo pudiera avanzar, a mi madre, por su empuje, por su exigencia y su esfuerzo para guiarme, por acompañarme en tantas jornadas y por hacer tanto con tan poco.

A mi hermana, por estar ahí siempre. Por apoyarme incluso cuando yo no lo pedía, por sus palabras de aliento en los momentos más difíciles.

A mi cuñado Mario, por su empuje y motivación, por creer en mis capacidades cuando yo mismo dude en algún momento.

A mi sobrino León, que, con su inocencia, su sonrisa y su alegría, me recordaba cada día por qué vale la pena luchar. Cada una de sus fotos fue un recordatorio silencioso de que quiero ser alguien de quien él pueda sentirse orgulloso algún día.

A mi profesor guía, el profesor Ramón, le agradezco sinceramente por su disposición, su paciencia y por cada consejo. Su compañía en este proceso fue clave para concretar esta memoria, y para aprender más de lo que imaginé.

A todos los profesores que pasaron por mi formación, tanto en la Universidad San Sebastián como de mi etapa de formación previa, gracias por haber compartido su conocimiento y por haberme formado no solo como estudiante, sino como persona.

A cada uno de ustedes gracias, no tengo palabras suficientes para retribuirlo.

RESUMEN

La amenaza sísmica en Chile constituye un factor crítico que condiciona el comportamiento de los suelos, especialmente en depósitos granulares saturados, donde las cargas cíclicas pueden inducir exceso de presión de poros y pérdida de resistencia al corte. Dado que muchos procedimientos empíricos fueron calibrados fuera de contextos de subducción, esta investigación propone una metodología integrada para estimar la susceptibilidad a la licuación y su variación según el tipo de fuente sísmica (Crustal, Interslab e Intraslab).

El enfoque combina datos geotécnicos obtenidos a partir de ensayos, con registros sísmicos característicos del contexto chileno, seleccionados por mecanismo y magnitud. Se realizaron simulaciones numéricas de diferentes estratos y condiciones de suelos, lo que permitió evaluar la respuesta sísmica de los diferentes perfiles estratigráficos.

A partir de estos resultados se construyeron curvas de fragilidad frente a distintas medidas de intensidad sísmica (PGV, Sa y PGA), considerando también la influencia de variables como: el nivel freático, el espesor de los estratos y el tipo de fuente. Se observó que PGV y Sa presentan comportamientos similares entre los diferentes mecanismos, mientras que PGA permite una mejor discriminación de probabilidad para las diferentes fuentes sismogénicas. Asimismo, se confirma el papel clave de la estratigrafía y del nivel freático en las manifestaciones de licuación. En conjunto, los hallazgos respaldan la necesidad de calibraciones locales y de un enfoque multi-IM que priorice variables de estado del suelo y duración/energía del movimiento para caracterizar adecuadamente la demanda en escenarios de subducción propios de Chile.

Palabras clave: Licuación de suelos; Parámetro de estado; Curvas de fragilidad; PGV; Sa; PGA; respuesta de sitio; presión de poros.

ABSTRACT

Seismic hazard in Chile critically influences soil behavior, particularly in saturated granular deposits where cyclic loading may trigger excess pore water pressure and loss of shear strength. Since many empirical procedures were calibrated outside subduction contexts, this research proposes an integrated methodology to estimate soil liquefaction susceptibility and its variation according to seismic source type (crustal, interslab, and intraslab).

The approach combines geotechnical data obtained from field and laboratory tests with representative Chilean seismic records, selected by mechanism and magnitude. Numerical simulations were performed for different soil strata and groundwater conditions to evaluate site response under seismic demand.

Based on these results, fragility curves were developed for multiple intensity measures (PGV, Sa, and PGA), also considering the influence of groundwater depth, layer thickness, and seismic source. Findings indicate that PGV and Sa show similar patterns across mechanisms, whereas PGA provides greater discrimination among source types. Moreover, stratigraphy and water table depth are confirmed as key factors in liquefaction manifestation. Overall, the results highlight the need for local calibration and a multi-IM framework that incorporates soil state variables and motion duration/energy to adequately characterize seismic demand in Chilean subduction environments.

Keywords: Soil liquefaction; State parameter; Fragility curves; PGV; Sa; PGA; site response; pore pressure.

ÍNDICE

1. Introducción 18
1.1. Objetivos de la investigación 20
1.1.1. Objetivo general 20
1.1.2. Objetivos específicos 21
1.2. Justificación del estudio 21
2. Marco Teórico 22
2.1. Contexto general 22
2.1.1. Sismicidad en Chile 22
2.2. Fundamentos de la licuación de suelos 24
2.2.1. Concepto de licuación de suelos 24
2.2.2. Teoría del esfuerzo efectivo y generación de presión de poros 26
2.2.3. Comportamiento volumétrico del suelo: respuesta contractiva y dilatante 28
2.2.3.1. Estado crítico del suelo 28
2.2.3.2. Comportamiento Contractivo 28
2.2.3.3. Comportamiento Dilatante 29
2.3. Mecanismo físico de la licuación. 30
2.3.1 Degradación del módulo de corte (G) 30
2.3.1.1. Curvas de Vucetic y Dobry (1991) 32
2.3.1.2. Curva de Ishibashi y Zhang (1993) 33
2.3.1.3. Curva de Darendeli (2001) 34
2.3.2. Movilidad cíclica y falla por flujo 36
2.4. Condiciones que favorecen la licuación de suelos 38
2.4.1. Factores geológicos 39
2.4.2. Tipo y estado del suelo 41
2.4.3. Efecto de la densidad relativa 41
2.4.4. Efecto porcentaje de finos y la plasticidad 42
2.4.5. Nivel freático y grado de saturación 44
2.4.6. Intensidad y duración del sismo 45
2.4.7. Profundidad y espesor de la capa licuable 46
2.5. Evaluación del potencial de licuación 47
2.5.1. Método clásico 48
2.5.1.1. Criterio de seguridad 48

2.5.1.2. Cálculo de CSR 48
2.5.1.3. Cálculo de CRR 49
2.5.1.4. Interpretación del FS 49
2.5.2. Método japonés de evaluación de licuación 51
2.5.3. Modelos empíricos de presión de poros 52
2.6. Ensayos de caracterización de propiedades mecánicas 55
2.6.1. Ensayo corte directo 55
2.6.2. Ensayo triaxial 56
2.6.3. Ensayo geofísico 58
2.7. Fragilidad 61
2.8. Modelación numérica opensees 63
2.9. Investigaciones previas más relevantes sobre licuación, contexto chileno 64
2.9.1. Montalva et al. (2022): Chilean Liquefaction Case History Database 64
2.9.2. Santiago et al. (2025): Evaluación de la licuación inducida por terremotos de subducción de gran magnitud 65
2.10. Marco Normativo 66
2.10.1. Marco Normativo Chileno 66
2.10.2. Marco Normativo Internacional de Referencia 68
3. Metodología 69
3.1. Registros Sísmicos 69
3.2. Datos de terreno 71
3.3. Modelo calibración: Análisis tridimensional de respuesta de sitio en terrenos inclinados 76
3.4. Modelo geotécnico tridimensional 79
3.5. Configuración estratigráfica y condiciones de napa freática 80
3.6. Condiciones de Borde y Acoplamiento 84
3.7. Estados de Carga 85
3.7.1. Análisis Gravitacional 85
3.7.2. Análisis Dinámico con Registros Sísmicos Reales 85
4. Resultados y análisis 86
4.1. Evolución del esfuerzo vertical y presión de poros 86
4.1.1. Crustal 87
4.1.2. Interfase 92
4.1.3. Intraslab 96
4.2. Degradación del módulo de corte 101

4.2.1. Crustal 102
4.2.2. Interslab 103
4.2.3. Intraslab 104
4.3. Relación entre la deformación cortante y parámetros de intensidad sísmica (Sa, PGA, PGV) para diferentes condiciones de nivel freático y tipos de sismo 105
4.3.1. Crustal 106
4.3.2. Interslab 115
4.3.3. Intraslab 124
4.4. Curvas de fragilidad 133
4.4.1. Para diferentes sigmas. 133
4.4.2. Para diferentes condiciones de agua 136
4.4.3. Para diferentes configuraciones de los estratos. 141
4.4.4. Para diferentes tipos sismos. 145
4.5. Probabilidad de licuación 149
4.5.1. Crustal 149
4.5.2. Interslab 150
4.5.3. Intraslab 151
5. Conclusiones 151
6. Referencias Bibliográficas 153
7. Anexos 158

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Esquema tectónico y principales tipos de terremotos en Chile. Adaptado de Earthjay (2016). 24

Figura 2 Inclinación de edificios residenciales debido a licuación tras el sismo de Nigata, Japón (1964) (adaptado de Ishihara, 1985). 25

Figura 3 Mapa de Susceptibilidad a la Licuación en Chile Central, (Falcón & Ramírez, 2012). 26

Figura 4 Relación entre presión de poros acumulada y razón de esfuerzos (Park & Silver, 1975). 28

Figura 5 Ensayos triaxiales drenados sobre arena realizados por Casagrande (1936). a) Comportamiento del material ante una deformación desviadora creciente. b) Línea de estados críticos (σ' 3c = tensión de confinamiento, S u = resistencia de estado crítico). 30

Figura 6 Ciclo de Histéresis (Kramer, 1996)..... 31

Figura 7 Vucetic & Dobry (1991) a) G/Gmax - γc y b) ξ -γc..... 32

Figura 8 Ishibashi y Zhang (1993) a) G/Gmax - γc y b) ξ -γc. 34

Figura 9 Darendeli (2001) a) G/Gmáx - γc y b) ξ -γc..... 35

Figura 10 Variación de la resistencia cíclica en 20 ciclos con la densidad relativa y el contenido de finos (Viertel, 2003)..... 42

Figura 11 Resistencia cíclica vs número de ciclos en muestras de arenas de relaves con distinto porcentaje de finos. (Troncoso et al, 1985)..... 43

Figura 12 Resistencia cíclica vs número de ciclos en muestras inalteradas de arenas. (Ishihara & Kosaki, 1989)..... 44

Figura 13 Relación entre esfuerzo cíclico inducido por el sismo y resistencia cíclica del suelo, definiendo la zona de licuación. (Seed et al., 1975)..... 46

Figura 14 Curvas empíricas de evaluación de licuación, Relación entre el CSR y el número de golpes corregido 〖(N1)〗60 para diferentes contenidos de finos, Youd et al. (2001)..... 50

Figura 15 Imagen por tomografía computarizada (CT) de granos de suelo en 2D de un suelo granular y ampliación de los espacios porosos entre partículas, Kozicki, J., & Donzé, F. V. (2008)..... 53

Figura 16 Evolución de ru con la relación de ciclos N/NL en ensayos, Pradenas. (2017). 55

Figura 17 Esquema de Ensayo de Corte Directo (Braja Das, 2019). 56

Figura 18 Esquema de Ensayo Triaxial (Braja Das, 2019)..... 57

Figura 19 Ensayo downhole (Stokoe y Santamarina, 2000) 59

Figura 20 Ensayo crosshole (Stokoe y Santamarina, 2000) 60

Figura 21 Ensayo reflexión Sísmica (Peredo, 2011) 60

Figura 22 Ensayo refracción sísmica (Peredo, 2011)..... 61

Figura 23 Elementos Finitos en un Modelo de Geotecnia (Guanchez, E. 2025). . 63

Figura 24 línea de tiempo de estudios de licuación. (Elaboración Propia)..... 66

Figura 25 Espectros de Respuesta Sísmica para Eventos Corticales, Interplaca e Intraplaca en Chile (elaboración propia)..... 70

Figura 26 Calicata C-1. (Aragón,2022)..... 72

Figura 27 Calicata C-2. (Aragón, 2022)..... 72

Figura 28 Extracto mapa peligro de licuefacción: área Concepción – Talcahuano – Hualpén – Chiguayante (Falcon et al., 2012)..... 73

Figura 29 Propiedades multiyield02 (Opensees). 74

Figura 30 Esquema del modelo de respuesta del sitio en 3D.(Christopher McGann y Pedro Arduino, 2013)..... 77

Figura 31 Desplazamientos en dirección de agitación (u) y dirección de pendiente (w) con relación de presión de poro en medio del suelo licuado (Christopher McGann y Pedro Arduino, 2013). 78

Figura 32 Progresión del desplazamiento pendiente abajo con contornos de la relación de presión de poro (Christopher McGann y Pedro Arduino, 2013)..... 78

Figura 33 Modelo Geotécnico. (Elaboración Propia). 79

Figura 34 Modelo Geotécnico, Condición 1. (Elaboración propia). 81

Figura 35 Modelo Geotécnico, Condición 2. (Elaboración propia). 82

Figura 36 Modelo Geotécnico, Condición 3, (Elaboración propia). 83

Figura 37 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT1-Crustal. (Elaboración propia) 87

Figura 38 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT2-Crustal. (Elaboración propia). 88

Figura 39 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT3-Crustal. (Elaboración propia). 88

Figura 40 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT1-Crustal. (Elaboración propia). 89

Figura 41 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT2-Crustal. (Elaboración propia). 89

Figura 42 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT3-Crustal. (Elaboración propia). 90

Figura 43 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT1-Crustal. (Elaboración propia). 90

Figura 44 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT2-Crustal. (Elaboración propia). 91

Figura 45 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT3-Crustal. (Elaboración propia). 91

Figura 46 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT1-Interfase. (Elaboración propia). 92

Figura 47 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT2-Interfase. (Elaboración propia). 92

Figura 48 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT3-Interfase. (Elaboración propia). 93

Figura 49 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT1-Interfase. (Elaboración propia). 93

Figura 50 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT2-Interfase. (Elaboración propia). 94

Figura 51 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT3-Interfase. (Elaboración propia). 94

Figura 52 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT1-Interfase. (Elaboración propia). 95

Figura 53 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT2-Interfase. (Elaboración propia). 95

Figura 54 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT3-Interfase. (Elaboración propia). 96

Figura 55 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT1-Intraslab. (Elaboración propia). 96

Figura 56 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT2-Intraslab. (Elaboración propia). 97

Figura 57 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT3-Intraslab. (Elaboración propia). 97

Figura 58 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT1-Intraslab. (Elaboración propia). 98

Figura 59 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT2-Intraslab. (Elaboración propia). 98

Figura 60 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT3-Intraslab. (Elaboración propia). 99

Figura 61 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT1-Intraslab. (Elaboración propia). 99

Figura 62 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT2-Intraslab. (Elaboración propia). 100

Figura 63 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT3-Intraslab. (Elaboración propia). 100

Figura 64 Degradación Modulo de corte, Condición 1, Sismos Crustal. (Elaboración Propia)..... 102

Figura 65 Degradación Modulo de corte, Condición 2, Sismos Crustal. (Elaboración Propia)..... 102

Figura 66 Degradación Modulo de corte, Condición 3, Sismos Crustal. (Elaboración Propia)..... 102

Figura 67 Degradación Modulo de corte, Condición 1, Sismos Interslab. (Elaboración Propia)..... 103

Figura 68 Degradación Modulo de corte, Condición 2, Sismos Interslab. (Elaboración Propia)..... 103

Figura 69 Degradación Modulo de corte, Condición 3, Sismos Interslab. (Elaboración Propia)..... 103

Figura 70 Degradación Modulo de corte, Condición 1, Sismos Intraslab. (Elaboración Propia)..... 104

Figura 71 Degradación Modulo de corte, Condición 2, Sismos Intraslab. (Elaboración Propia)..... 104

Figura 72 Degradación Modulo de corte, Condición 3, Sismos Intraslab. (Elaboración Propia)..... 104

Figura 73 SP1WT1 (Elaboración Propia) 106

Figura 74 SP1WT2. (Elaboración Propia) 107

Figura 75 SP1WT3. (Elaboración Propia) 108

Figura 76 SP2WT1. (Elaboración Propia) 109

Figura 77 SP2WT2. (Elaboración Propia) 110

Figura 78 SP2WT3. (Elaboración Propia) 111
Figura 79 SP3WT1. (Elaboración Propia) 112
Figura 80 SP3WT2. (Elaboración Propia) 113
Figura 81 SP3WT3. (Elaboración Propia) 114
Figura 82 SP1WT1. (Elaboración Propia) 115
Figura 83 SP1WT2. (Elaboración Propia) 116
Figura 84 SP1WT3. (Elaboración Propia) 117
Figura 85 SP2WT1. (Elaboración Propia) 118
Figura 86 SP2WT2. (Elaboración Propia) 119
Figura 87 SP2WT3. (Elaboración Propia) 120
Figura 88 SP3WT1. (Elaboración Propia) 121
Figura 89 SP3WT2. (Elaboración Propia) 122
Figura 90 SP3WT3. (Elaboración Propia) 123
Figura 91 SP1WT1. (Elaboración Propia) 124
Figura 92 SP1WT2. (Elaboración Propia) 125
Figura 93 SP1WT3. (Elaboración Propia) 126
Figura 94 SP2WT1. (Elaboración Propia) 127
Figura 95 SP2WT2. (Elaboración Propia) 128
Figura 96 SP2WT3. (Elaboración Propia) 129
Figura 97 SP3WT1. (Elaboración Propia) 130
Figura 98 SP3WT2. (Elaboración Propia) 131
Figura 99 SP3WT3. (Elaboración Propia) 132
Figura 100 Curva de fragilidad PGA. (Elaboración propia) 133
Figura 101 Curvas de fragilidad PGV. (Elaboración propia)..... 134
Figura 102 Curva de fragilidad Sa. (Elaboración propia) 136

Figura 103 Curva de fragilidad PGA. (Elaboración propia) 137
Figura 104 Curva de fragilidad PGV. (Elaboración propia) 139
Figura 105 Curva de fragilidad Sa. (Elaboración propia) 141
Figura 106 Curva de fragilidad PGA. (Elaboración propia) 142
Figura 107 Curva de fragilidad PGV. (Elaboración propia) 143
Figura 108 Curva de fragilidad Sa. (Elaboración propia) 145
Figura 109 Curva de fragilidad PGA. (Elaboración propia) 147
Figura 110 Curva de fragilidad PGV. (Elaboración propia) 148
Figura 111 Curva de fragilidad Sa. (Elaboración propia) 149
Figura 112 Probabilidad licuación sismos Crustal. (Elaboración Propia)..... 150
Figura 113 Probabilidad licuación sismos Interslab. (Elaboración Propia) 150
Figura 114 Probabilidad licuación sismos Intraslab. (Elaboración Propia) 151

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1 Esfuerzo efectivo. 26
Ecuación 2 Factor de seguridad 48
Ecuación 3 Factor CSR 48
Ecuación 4 Factor CRR 49
Ecuación 5 Razón de Esfuerzo cíclico en profundidad método japones (MOP, 2019). 51
Ecuación 6 Evolución de la presión de poros. 52
Ecuación 7 Relación entre exceso de presión de poros y esfuerzo de confinamiento. 53
Ecuación 8 Propuesta por Seed et al. (1975) 54
Ecuación 9 Propuesta por De Alba et. al (1976) 54
Ecuación 10 Ángulo de fricción interno. (Braja Das, 2019) 56
Ecuación 11 Módulo de corte. (Braja Das, 2019)..... 56

Ecuación 12 Coeficiente de presión de poros. (Braja Das, 2019)..... 58

Ecuación 13 Cálculo de Vs. 76

Ecuación 14 Vs30 76

Ecuación 15 Cálculo periodo del suelo 76

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Comparación entre movilidad cíclica y falla por flujo (Elaboración propia). 37

Tabla 2 Susceptibilidad estimada a licuar de depósitos sedimentarios modificado de Youd & Perkins (1978)..... 40

Tabla 3 Tabla resumen de factores que influyen en la licuación (Elaboración propia)..... 47

Tabla 4 Tabla valores de suelo según Dr. (Opensees)..... 75

Tabla 5 Cálculo de Vs30 y T, Condición 1..... 75

Tabla 6 Cálculo de Vs30 y T, Condición 2..... 76

Tabla 7 Cálculo de Vs30 y T, Condición 3..... 76

1. Introducción

La licuación de suelos es uno de los fenómenos geotécnicos más críticos inducidos por los sismos, y se presenta con mayor frecuencia en regiones de alta amenaza sísmica. Este proceso ocurre cuando suelos granulares, como arenas o limos arenosos, que se encuentran en estado suelto y saturado, pierden repentinamente su resistencia al ser sometidos a cargas cíclicas, como las generadas por los terremotos. Esta pérdida de resistencia ocurre porque la velocidad de la carga sísmica genera que el suelo adquiera un comportamiento no drenado, lo que produce un incremento de la presión de poros (Δu). En estas condiciones, el esfuerzo efectivo se reduce según la relación: $\sigma' = \sigma - u$, provocando la disminución progresiva de la resistencia al corte del suelo.

Este proceso ha sido responsable de numerosos desastres estructurales y geotécnicos alrededor del mundo. Por ejemplo, durante el terremoto de Tohoku (Japón, 2011), se reportaron más de 180 casos de licuación que afectaron gravemente infraestructuras portuarias, diques y zonas residenciales (Wakamatsu, Yasuda & Kiku, 2012). Las consecuencias de la licuación del suelo se han manifestado en varias partes en el mundo y han motivado décadas de investigación. Sin embargo, sigue siendo un desafío predecir su ocurrencia con precisión, especialmente en zonas afectadas por terremotos de subducción.

Tradicionalmente, la evaluación del potencial de licuación se basa en correlaciones empíricas derivadas de ensayos in situ, como el SPT (Standard Penetration Test) y el CPT (Cone Penetration Test), combinadas con formulaciones clásicas como las propuestas por Seed e Idriss (1971). Estos métodos estiman la resistencia del suelo frente al esfuerzo cíclico inducido por el sismo, pero no incluyen directamente la evolución temporal de la presión de poros ni la interacción tridimensional entre estratos. Estudios recientes, como el de (Santiago et al., 2025), han señalado que la licuación puede ocurrir incluso en condiciones de baja aceleración sísmica, cuando la duración del movimiento es considerable, lo cual resalta la necesidad de incorporar variables adicionales como el CAV en los modelos predictivos, demostrando que las metodologías tradicionales, como el método de Seed e Idriss (1971), podrían no ser del todo adecuadas para estos eventos.

En el caso particular de Chile al estar ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico, la licuación no es ajena y ha sido documentada en diversos eventos sísmicos a lo largo del tiempo. Uno de los ejemplos más representativos fue el terremoto de Maule del 27 de febrero de 2010 (Mw 8.8), donde se registraron múltiples sitios afectados por licuación, generando fallas en puentes, pasos sobre nivel, rellenos sanitarios, terraplenes, puertos y presas de relave. En ese sentido, investigaciones como la de (Montalva & Ruz, 2016) han identificado inconsistencias entre el potencial de licuación predicho por métodos convencionales y su manifestación en terreno, específicamente se indica que, en 27 de 63 sitios con potencial alto de licuación, no se registró ninguna evidencia superficial de licuación tras los sismos de Maule (2010) e Illapel (2015), lo que pone en duda los modelos simplificados en el contexto chileno.

Ante estas discrepancias, diversos estudios han propuesto mejoras en la evaluación del potencial de licuación, incorporando dinámicas más realistas como la duración del evento, la energía acumulada y resistencia cíclica del suelo. En esta línea, trabajos como Santiago et al. (2025) han utilizado simulaciones tridimensionales acopladas para analizar la evolución de presión de poros y deformaciones, además de aplicar un enfoque probabilístico para estimar el riesgo de licuación en capas críticas bajo escenarios sísmicos de subducción. De manera complementaria, Mendoza-Bolaños et al. (2023) desarrollaron modelos constitutivos acoplados validados con ensayos dinámicos, los cuales incorporan parámetros más representativos como la duración del movimiento, la energía acumulada y la resistencia cíclica real del suelo.

En Chile, varias investigaciones han abordado el fenómeno desde enfoques experimentales como es el caso de (Cano-Franco et al., 2023), que analizan en laboratorio la relación entre granulometría y licuación) y empíricos (Montalva & Ruz, 2017), que compilaron una base de más de 200 casos históricos para evaluar manifestaciones superficiales durante sismos de subducción. No obstante, la mayoría de estas investigaciones se han enfocado en evaluar el potencial de licuación a partir de parámetros geotécnicos obtenidos mediante ensayos in situ como el SPT y el CPT. Estos procedimientos presentan limitaciones específicas: en

el caso del CPT, la punta es relativamente delicada y puede dañarse al atravesar estratos más densos o con presencia de gravas, lo que compromete la continuidad y calidad del registro; mientras que en el SPT existe incertidumbre asociada a la ejecución, vinculada a la variabilidad en la energía transmitida y en la práctica de campo. Además, muchos de los métodos empíricos derivados de estos ensayos fueron calibrados principalmente con datos de sismos crustal, por lo que su aplicación en contextos de terremotos de subducción puede resultar insuficiente para representar adecuadamente los efectos de la duración del evento, las condiciones estratigráficas o la profundidad del nivel freático.

A nivel internacional (Raza & Ahmad, 2024), demostraron, mediante un análisis unidimensional no lineal basado en esfuerzo efectivo, que en zonas de subducción pueden presentarse licuaciones en zonas profundas ($ru > 0.8$) y deamplificación significativa del PGA en suelos blandos, con respuesta no lineal y deformaciones plásticas. Estos hallazgos refuerzan la importancia de emplear modelos de respuesta de sitio más realistas, especialmente para sismos prolongados.

En ese sentido, si bien las investigaciones actuales, han avanzado significativamente en caracterizar y predecir el potencial de licuación del suelo, ninguna investigación ha abordado de manera explícita y diferenciada cómo varía esta susceptibilidad en función del tipo de sismo y la configuración estratigráfica del terreno en 3D. Tampoco se ha incorporado un enfoque probabilístico que permita evaluar la fragilidad del suelo bajo distintos escenarios sísmicos reales.

Para ello, la presente investigación propone abordar estas brechas en el conocimiento, con un estudio numérico que incorpore variaciones de los estratos, nivel freático y señales sísmicas representativas de diversas fuentes sismogénicas chilenas, con el objetivo de aportar a una comprensión más precisa y adaptada al contexto sísmico nacional.

1.1. Objetivos de la investigación

1.1.1. Objetivo general

Evaluar numéricamente la susceptibilidad a licuación para diferentes fuentes sismogénicas chilena.

1.1.2. Objetivos específicos

- Desarrollar un modelo numérico 3D que permita simular el potencial de licuación en estratigrafías de hasta 3 estratos.
- Analizar la respuesta sísmica de estratos de suelos ante diferentes fuentes sismogénicas chilenas.
- Comparar la susceptibilidad a licuación entre los casos de estudio.

1.2. Justificación del estudio

La ocurrencia de la licuación de suelos puede desencadenar daños severos en viviendas, hospitales, escuelas, carreteras, redes de servicios básicos y otras estructuras esenciales, afectando también a comunidades vulnerables. En este sentido, la justificación del estudio tiene 3 perspectivas que se presentan a continuación:

1) Desde una **perspectiva social**; investigar y comprender este fenómeno es fundamental para proteger vidas humanas y reducir el riesgo asociado a catástrofes de origen sísmico, especialmente en un país como Chile, donde la actividad sísmica es recurrente y de alta magnitud.
2) Desde el punto de vista **académico**; este estudio contribuye a cerrar una brecha existente en el conocimiento relacionado con la evaluación detallada de la susceptibilidad a la licuación del suelo. La mayoría de los estudios tradicionales se centran en metodologías empíricas simplificadas, sin abordar la interacción entre diferentes estratos, niveles freáticos variables ni los efectos particulares de distintas fuentes sismogénicas. La implementación de modelos numéricos tridimensionales permite simular de manera más realista el comportamiento del suelo bajo carga cíclica, y al hacerlo, este trabajo no solo aporta nuevas herramientas para el análisis geotécnico, sino que también enriquece la comprensión de un fenómeno altamente complejo y variable, fortaleciendo la formación profesional y la investigación aplicada en ingeniería geotécnica.

3) Desde una **perspectiva económica**; prevenir la ocurrencia de licuación mediante simulaciones numéricas confiables, permite tomar decisiones anticipadamente y de forma oportuna, lo cual mitiga efectos catastróficos tanto económicos como sociales que deja cada experiencia sísmica. Esto reduce significativamente los costos asociados a daños estructurales, pérdida de operación de servicios, reconstrucciones, etc.

Por tanto, este estudio se justifica no solo por su valor técnico, sino también por su impacto social y económico en la reducción del riesgo de desastres, su aporte académico al conocimiento del comportamiento dinámico de suelos licuables, al optimizar la planificación y prevención de daños ante futuros eventos sísmicos.

2. Marco Teórico

2.1. Contexto general

2.1.1. Sismicidad en Chile

En el contexto sísmico chileno, se reconocen tres categorías principales de terremotos según su origen tectónico, cada una con particularidades propias y efectos diferenciados sobre el territorio.

Un primer grupo corresponde a los sismos interslab (interplaca), que tienen lugar en la zona de subducción, donde la placa de Nazca se introduce bajo la Sudamericana. Estos eventos se localizan habitualmente a profundidades menores de 60 km y se asocian a mecanismos de falla inversa. La recurrencia de este tipo de movimientos en la franja costera ha dado origen a algunos de los mayores terremotos registrados, como el de Valdivia (1960, Mw 9.5) y el de Maule (2010, Mw 8.8), ambos acompañados de tsunamis generados por desplazamientos verticales del lecho marino (Centro Sismológico Nacional, 2016).

En segundo término, se encuentran los sismos intraslab (intraplaca) de profundidad intermedia, que se originan en el interior de la placa oceánica a profundidades que oscilan aproximadamente entre 50 y 250 km, dentro de la zona de Benioff. Aunque su frecuencia es menor que la de los interslab, su capacidad de concentrar e irradiar energía los hace potencialmente más dañinos a nivel local. Ejemplos destacados

de esta categoría son el terremoto de Chillán en 1939 (Ms 8.0) y el de Punitaqui en 1997 (Mw 7.1) (Centro Sismológico Nacional, 2016).

Finalmente, los sismos crustal (corticales) o superficiales se producen en la corteza continental, generalmente a profundidades menores de 60 km, como resultado de deformaciones ligadas a la convergencia de placas. Estos eventos son comunes en la zona andina y, pese a su menor alcance geográfico, pueden alcanzar magnitudes considerables, tal como ocurrió en Curicó (2004, Mw 6.6) y Chusmiza (2001, Mw 6.3) (Centro Sismológico Nacional, 2016).

El conocimiento detallado de estos tres tipos de sismos y de los mecanismos que los originan es clave para evaluar con mayor precisión el peligro sísmico en Chile, especialmente en lo referente a la respuesta dinámica de los suelos y la susceptibilidad a la licuación. Incorporar las características específicas de cada fuente sismogénica en los estudios geotécnicos permite construir modelos de análisis más realistas y elaborar criterios de evaluación que reflejen con mayor exactitud el comportamiento de los depósitos ante diferentes escenarios de carga sísmica (Centro Sismológico Nacional, 2016).

La intensidad del movimiento sísmico puede caracterizarse mediante parámetros que describen la aceleración del terreno, considerando su amplitud, contenido frecuencial, duración y energía liberada. Para su cuantificación se emplean medidas de intensidad que relacionan el movimiento del suelo con su respuesta dinámica. Entre las más utilizadas se encuentran la aceleración espectral, la velocidad espectral y la intensidad de Arias, ya que, proporcionan una descripción más completa del evento que los valores máximos aislados. Estas medidas incorporan variables como las propiedades locales del suelo, la distancia al epicentro y el tipo de ruptura. La selección adecuada de la medida de intensidad resulta esencial para estimar la demanda sísmica sobre el terreno, puesto que su pertinencia depende tanto de las características del sismo como de la respuesta dinámica del material (Aquib et al., 2022).

Investigaciones recientes han demostrado que la combinación entre el contenido frecuencial y la duración del movimiento influye decisivamente en el comportamiento de los suelos. Movimientos dominados por bajas frecuencias tienden a generar

deformaciones significativas en depósitos con periodos naturales largos, mientras que aquellos con altas frecuencias inducen aceleraciones más elevadas en suelos de periodos cortos. Asimismo, una duración prolongada aumenta el número de ciclos de carga, favoreciendo la acumulación de presiones de poro y elevando el riesgo de licuación. La coincidencia entre un contenido frecuencial dominante y el periodo natural del depósito, combinada con una duración extensa, incrementa de manera considerable la probabilidad de alcanzar estados críticos de inestabilidad (Zhang et al., 2018). A continuación, en Figura 1, se presenta un esquema de los tipos de terremotos que ocurren en Chile.

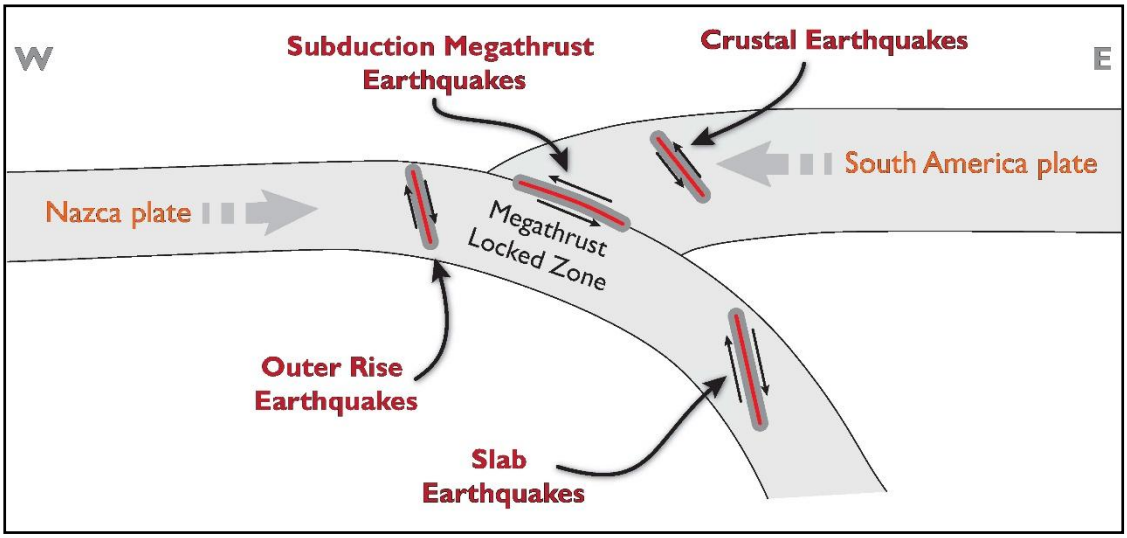


Figura 1 Esquema tectónico y principales tipos de terremotos en Chile. Adaptado de Earthjay (2016).

2.2. Fundamentos de la licuación de suelos

2.2.1. Concepto de licuación de suelos

La licuación de suelos es un proceso físico que se manifiesta cuando un suelo saturado, habitualmente compuesto por partículas no cohesivas sueltas como arenas finas o limos no plásticos arenosos, experimenta una pérdida abrupta de la resistencia al corte. Esto ocurre debido al incremento de la presión de poros inducida por cargas cíclicas, como las generadas durante un sismo. En estas condiciones, el esfuerzo efectivo disminuye hasta alcanzar niveles cercanos a cero, y el suelo comienza a comportarse temporalmente como un fluido viscoso,

comprometiendo seriamente cualquier estructura que se apoye sobre él (Kramer Steven, 1996).

Este fenómeno ha sido ampliamente documentado en la literatura y respaldado por observaciones de campo; casos históricos como el terremoto de la Isla de Niigata en Japón (1964) y el sismo de Loma Prieta en California (1989) han demostrado con claridad el impacto destructivo de la licuación, evidenciado: en el colapso, inclinación, volcamiento y desplazamiento de edificaciones.

La Figura 2 muestra un ejemplo emblemático del terremoto de Niigata (Japón), donde varios edificios sufrieron inclinación y volcamiento debido a la perdida de resistencia del terreno por efecto de la licuación.

Figura 2 Inclinación de edificios residenciales debido a licuación tras el sismo de Nigata, Japón (1964) (adaptado de Ishihara, 1985).

Si bien este fenómeno ha sido documentado en múltiples regiones del mundo, cobra especial relevancia en países con alta actividad sísmica como Chile. La ubicación del país en el cinturón de fuego del Pacífico lo expone constantemente a terremotos de gran magnitud, lo cual, sumado a la presencia de suelos saturados de origen fluvial y aluvial, incrementa significativamente el riesgo de licuación en diversas zonas de Chile. En la Figura 3, se presenta un mapa de Chile que ilustra la susceptibilidad a la licuación en diversas regiones de nuestro país, diferenciando entre niveles nulo, bajo, medio y alto. Esta información permite visualizar con claridad las regiones más propensas a experimentar este fenómeno, muchas de las cuales coinciden con centros urbanos e infraestructura crítica, destacando la

importancia de considerar este tipo de amenaza en la planificación territorial y diseño geotécnico.

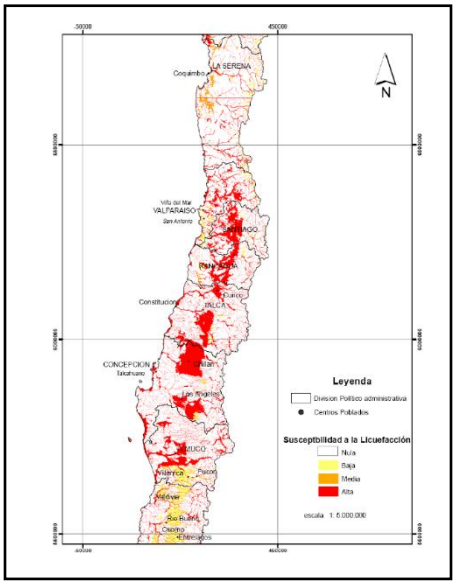


Figura 3 Mapa de Susceptibilidad a la Licuación en Chile Central, (Falcón & Ramírez, 2012).

2.2.2. Teoría del esfuerzo efectivo y generación de presión de poros

Desde el punto de vista de la mecánica de suelos, la licuación se explica mediante la teoría del esfuerzo efectivo, propuesta por Terzaghi que se presenta en la siguiente ecuación:

Ecuación 1 Esfuerzo efectivo.

$$\sigma' = \sigma - u \tag{1}$$

Donde;

σ′: esfuerzo efectivo del suelo.

σ: esfuerzo total aplicado.

u: presión de poros.

La teoría del esfuerzo efectivo constituye el fundamento para comprender el fenómeno de la licuación de suelos, estableciendo que la resistencia al corte de un

suelo granular saturado depende principalmente del esfuerzo efectivo (σ′), definido como la diferencia entre el esfuerzo total (σ) y la presión de poros (u).

Este concepto, formulado inicialmente por Terzaghi, indica que cualquier incremento en la presión intersticial sin un aumento proporcional del esfuerzo total provocará una disminución directa en el esfuerzo efectivo, reduciendo así la capacidad resistente del suelo.

Durante un evento sísmico, los ciclos de carga generan una continua reorganización de las partículas del suelo. En suelos saturados y bajo condiciones no drenadas, el agua contenida en los poros no tiene tiempo suficiente para evacuar, por lo que se produce un incremento progresivo de la presión de poros. Si este aumento alcanza un nivel igual o superior al esfuerzo total, el esfuerzo efectivo se reduce a cero ($\sigma' = 0$), condición en la que el suelo pierde completamente su resistencia al corte, iniciándose así el proceso de licuación.

Este comportamiento se ve influenciado no solo por la magnitud y duración de la solicitación sísmica, sino también por la estructura inicial del suelo y su método de formación o preparación.

La Figura 4 ilustra la evolución del cociente de presión de poros ($\Delta u/\sigma'_3$) en función del cociente de esfuerzo aplicado (R) para dos métodos distintos de preparación de muestra: vibración en seco y compactación húmeda. Los resultados evidencian que, para un mismo número de ciclos (n = 5 y n = 10), las muestras preparadas mediante vibración en seco alcanzan la línea de licuación más rápidamente, indicando una mayor generación de presión de poros. Este hecho confirma que la disposición inicial de las partículas y el grado de compactación condicionan la velocidad de acumulación de presión intersticial y, por ende, la susceptibilidad del suelo a licuarse bajo cargas dinámicas repetidas.

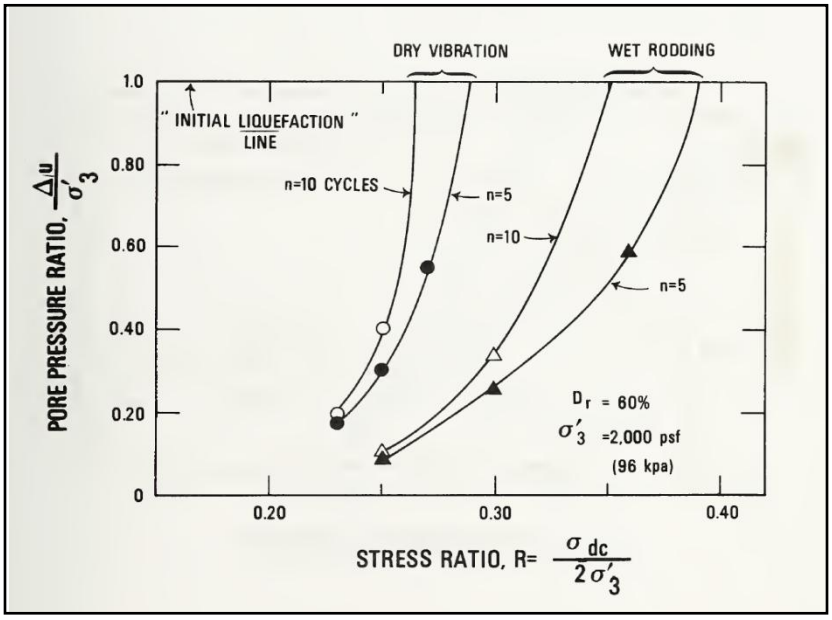


Figura 4 Relación entre presión de poros acumulada y razón de esfuerzos (Park & Silver, 1975).

2.2.3. Comportamiento volumétrico del suelo: respuesta contractiva y dilatante

2.2.3.1. Estado crítico del suelo

Para entender el comportamiento de un suelo primero se debe comprender el estado crítico, en la mecánica de suelos se describe como el punto en el que un material granular, bajo esfuerzos cortantes continuos, alcanza un equilibrio estable de volumen y resistencia. Es decir, que en este estado el suelo ya no experimenta cambios volumétricos (ni contracción ni dilatación), a pesar de que se siga deformando, es un estado limite. Ahora bien, en términos de índice de poros (e) y presión efectiva media (p′), el estado crítico se representa mediante la Línea de Estado Crítico (LEC), que separa las respuestas contractivas (suelos sueltos) y dilatantes (suelos densos), como se presenta en la Figura 5 (b).

2.2.3.2. Comportamiento Contractivo

Un suelo con comportamiento contractivo tiende a reducir su volumen durante el esfuerzo cortante. Este tipo de respuesta es característica de suelos sueltos, saturados y con baja densidad relativa, siendo común en arenas limpias o con bajo contenido de finos.

Durante un sismo, como ya se explicó lo que buscan las partículas del suelo en condiciones no drenadas, es reorganizarse hacia un estado más denso, pero el agua intersticial no puede drenar con la rapidez suficiente. Esto lo que hará es provocar un incremento de la presión de poros, lo que reduce las tensiones efectivas.

2.2.3.3. Comportamiento Dilatante

Un suelo con comportamiento dilatante al contrario del contractante, bajo solicitaciones cortantes tienden a aumentar su volumen. Este fenómeno es típico en arenas densas y con alta densidad relativa. En condiciones no drenadas, el intento de expansión provoca presiones de poros negativas (succión), lo que incrementa las tensiones efectivas y, en consecuencia, reduce significativamente la probabilidad de licuación.

Ahora bien, la transición entre una respuesta contractiva y dilatante depende principalmente de la densidad relativa, el nivel de confinamiento y el historial de esfuerzos, en Figura 4 (a) se ilustran ambos comportamientos de suelos.

En modelos constitutivos avanzados, como PressureDependeMultiYield02 implementado en Opensees, estos cambios se controlan mediante el ángulo de transición de fase, que permite representar el cambio gradual de la respuesta volumétrica a lo largo del proceso de carga cíclica. Comprender y modelar de forma precisa esta transición es esencial para evaluar la estabilidad sísmica de estratos arenosos y predecir la susceptibilidad a licuación.

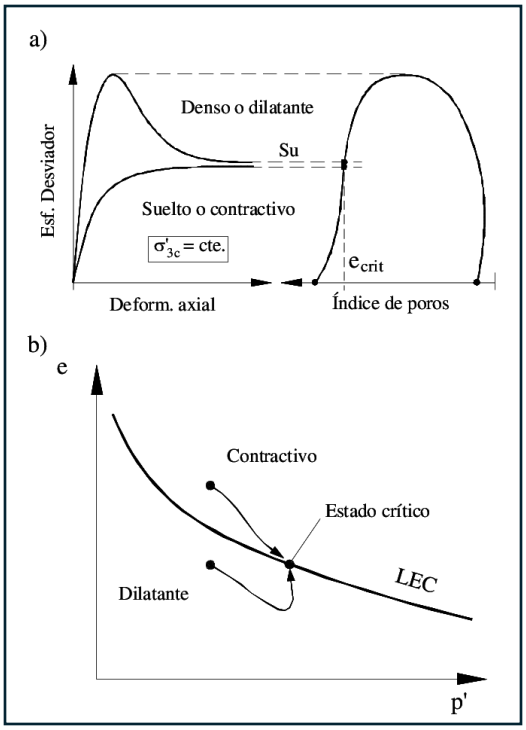


Figura 5 Ensayos triaxiales drenados sobre arena realizados por Casagrande (1936). a) Comportamiento del material ante una deformación desviadora creciente. b) Línea de estados críticos (σ' 3c = tensión de confinamiento, S u = resistencia de estado crítico).

2.3. Mecanismo físico de la licuación.

2.3.1 Degradación del módulo de corte (G)

Durante un evento sísmico, el módulo de corte del suelo es uno de los parámetros esenciales a la hora de evaluar la respuesta sísmica, debido a que el módulo se asocia a la capacidad que tiene un suelo frente a carcas cíclicas, este se define como la razón entre el corte (τ) alcanzando un ciclo de carga y la deformación angular (γ), que se alcanza en ese nivel de tensión.

Esta rigidez no es constante, varía con la deformación y depende de varios factores como la densidad, el confinamiento y el tipo de suelo (Hardin & Drnevich, 1972).

Bajo cargas cíclicas, la respuesta del suelo puede representarse mediante curvas de histéresis en un gráfico como la Figura 6. Estos ciclos reflejan la naturaleza no lineal del comportamiento del suelo y permiten identificar dos formas de rigidez:

- El módulo de corte tangente ($Gtan$), que describe la pendiente instantánea en un punto del ciclo.

- El módulo de corte secante ($Gsec$), que representa la rigidez promedio entre los extremos del ciclo.

Ambos valores se degradan a medida que aumentan la deformación o el número de ciclos, lo cual es clave para evaluar el comportamiento dinámico del suelo.

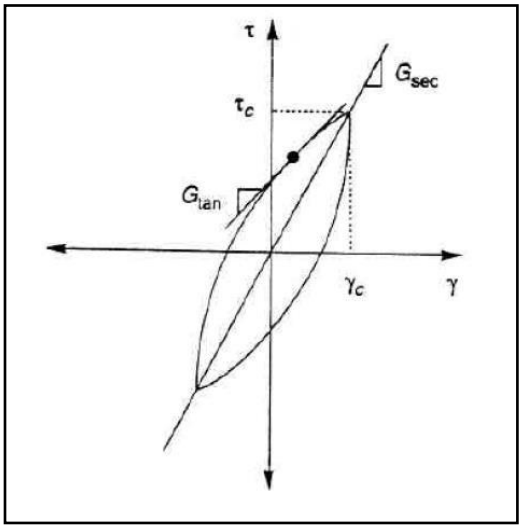


Figura 6 Ciclo de Histéresis (Kramer, 1996)

El comportamiento dinámico de los suelos presenta una clara no linealidad, con rigidez decreciente y amortiguamiento creciente conforme aumentan las deformaciones cíclicas. Para su representación empírica, se han desarrollado diversas familias de curvas que relacionan el módulo de corte normalizado (G/Gmax) y la razón de amortiguamiento (ξ) con la deformación cortante cíclica. Entre las más utilizadas destacan las propuestas por Vucetic & Dobry (1991), Ishibashi & Zhang (1993) y Darendeli (2001), cuyo análisis comparativo se presenta en (Kontoe et al., 2012), ellas responden a 5 factores, estos son:

- Numero de ciclos de carga
- Frecuencia de carga
- Razón de sobreconsolidación (OCR)
- Presión de confinamiento media (p')
- Índice de plasticidad (IP)

A continuación, se presentan en detalle cada de las curvas mencionadas:

2.3.1.1. Curvas de Vucetic y Dobry (1991)

En las curvas de Vucetic y Dobry lo que se hizo fue desarrollar un conjunto de curvas ampliamente utilizadas en ingeniería geotécnica para estimar el comportamiento dinámico de suelos bajo cargas cíclicas. Su estudio se basó en una amplia compilación de datos de diferentes: tipos de suelos, equipos de laboratorio y métodos de ensayo. A partir de esta base, los autores ajustaron curvas representativas de reducción del módulo de corte (G/Gmáx) y de la razón de amortiguamiento (ξ) en función de la deformación cortante cíclica (γ).

Lo más relevante de este conjunto de curvas es que considera únicamente el índice de plasticidad (IP) como parámetro de entrada, lo cual limita su precisión en casos donde otros factores como la presión de confinamiento o la sobreconsolidación son relevantes.

Los principales rangos cubiertos por su base de datos fueron:

- Mas confiables para IP entre 30% y 60%.
- Razones de sobreconsolidación (OCR) de 1, 2 y 4.
- Presión de confinamiento (p′) de hasta 400 kPa.

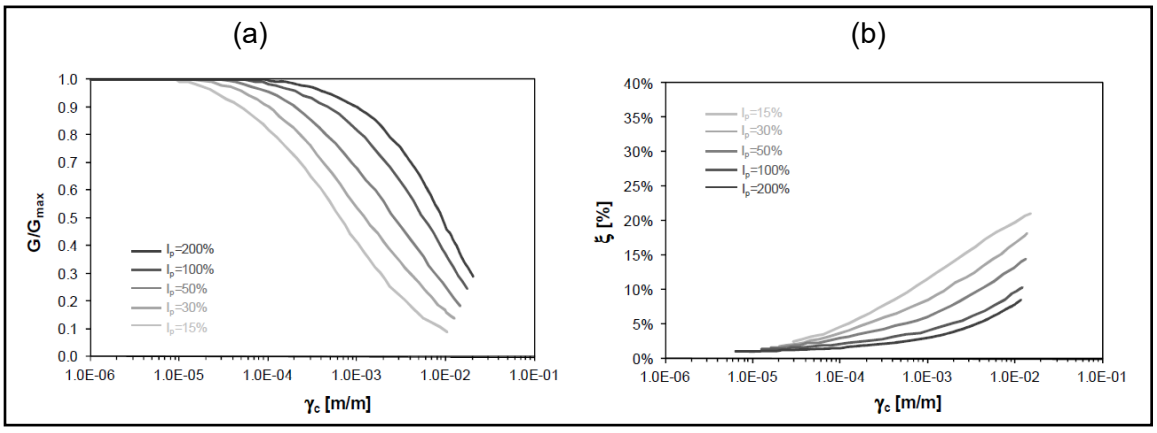


Figura 7 Vucetic & Dobry (1991) a) G/Gmax - γc y b) ξ -γc.

En el gráfico de la Figura 7 (a) se observa cómo la rigidez normalizada (G/Gmáx) disminuye progresivamente con la deformación cortante cíclica (γ) para distintos valores de índice de plasticidad (IP). A medida que el suelo es más plástico (mayor IP), la curva se mantiene más elevada por más tiempo, lo que indica que los suelos plásticos conservan mejor su rigidez frente a deformaciones crecientes.

En el gráfico de la Figura 7 (b) se muestra el comportamiento del amortiguamiento (ξ) frente a γ. Aquí se ve que suelos con menor IP presentan mayor amortiguamiento para una misma deformación, especialmente a altas deformaciones. Es decir, los suelos menos plásticos disipan más energía.

2.3.1.2. Curva de Ishibashi y Zhang (1993)

En las curvas de Ishibashi y Zhang (1993) propusieron un conjunto de expresiones analíticas para las curvas G/Gmáx y ξ, derivadas de una combinación de estudios previos (como el de Khouri, 1984) y ajustes matemáticos hiperbólicos. Su modelo incluye como variables independientes la deformación cíclica (γ), el índice de plasticidad (IP) y, a diferencia del modelo de Vucetic y Dobry, también incorpora la presión de confinamiento media efectiva (p′).

Esta formulación busca capturar de manera más realista la respuesta dinámica de suelos finos (arenas y arcillas) a través de relaciones matemáticas continuas y diferenciables. Sin embargo, los autores utilizaron una base de datos más limitada, con buena representación solo hasta un IP ≤ 50% y algunas dispersiones significativas.

Un punto crítico de estas curvas es que, en ciertas combinaciones de parámetros, se pueden obtener resultados físicamente inconsistentes, como:

- Valores de G/Gmáx mayores a 1, lo cual no es posible (la rigidez normalizada no debe superar 1).
- Razones de amortiguamiento negativas, especialmente a deformaciones intermedias y presiones muy altas (por ejemplo, p′ > 1100 kPa con IP = 15%)

Estas anomalías se reducen o desaparecen cuando se trabaja con suelos de alta plasticidad (IP > 100%), ya que las curvas tienden a colapsar en una sola relación independiente de p′. En la figura 8 se presentan las curvas de Ishibashi y Zhang (1993).

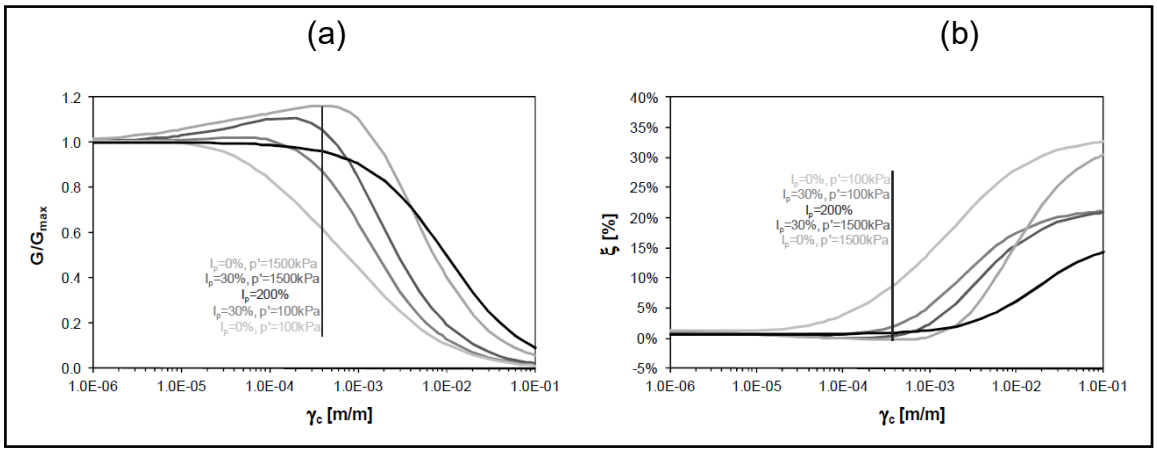


Figura 8 Ishibashi y Zhang (1993) a) G/Gmax - γc y b) ξ -γc.

El gráfico de la Figura 8 (a) muestra las curvas de reducción de rigidez (G/Gmáx) considerando no solo el índice de plasticidad (IP), sino también la presión de confinamiento efectiva (p′). Se observa que, para un mismo IP, al aumentar p′, el suelo se comporta de forma más rígida (la curva se mantiene más alta), lo que indica que mayor confinamiento retrasa la degradación de la rigidez.

El gráfico de la Figura 8 (b) representa la variación del amortiguamiento (ξ) con γ. Se aprecia que, en ciertas combinaciones de bajo IP y alta presión, las curvas presentan comportamientos poco realistas, como valores negativos o no físicos. Esto refleja una de las limitaciones del modelo, que requiere restricciones para asegurar resultados válidos.

2.3.1.3. Curva de Darendeli (2001)

En el último caso de las curvas de Darendeli (2001), se desarrolló un conjunto de curvas más recientes y avanzadas, y lo que hizo fue utilizar una base de datos experimental muy extensa, que se obtuvo por más de 200 muestras de suelos naturales, sometidas a ensayos combinados de columna resonante (RC) y corte torsional cíclico (CTS).

A diferencia de los modelos anteriores, este modelo considera los cinco factores más importantes que afectan el comportamiento dinámico del suelo:

1. Índice de plasticidad (IP)
2. Presión de confinamiento media efectiva (p′)
3. Razón de sobreconsolidación (OCR)

4. Frecuencia de carga (f)
5. Número de ciclos (N)

Ahora bien, las curvas propuestas son expresadas mediante ecuaciones calibradas estadísticamente y presentan una gran versatilidad. Sin embargo, existen ciertas limitaciones importantes:

- La base de datos es poco representativa para IP > 30% (solo 10 muestras con IP alto).
- Para OCR > 2, también hay escasa representación.
- A deformaciones grandes, las curvas de ξ tienden a disminuir, lo que no ha sido observado en ensayos reales y por lo tanto puede no ser realista.

  Darendeli recomienda aplicar sus curvas solo para deformaciones cíclicas menores o iguales a $\gamma = 1\times10^{-2}$ (1%), que es el rango donde los datos fueron confiablemente obtenidos.

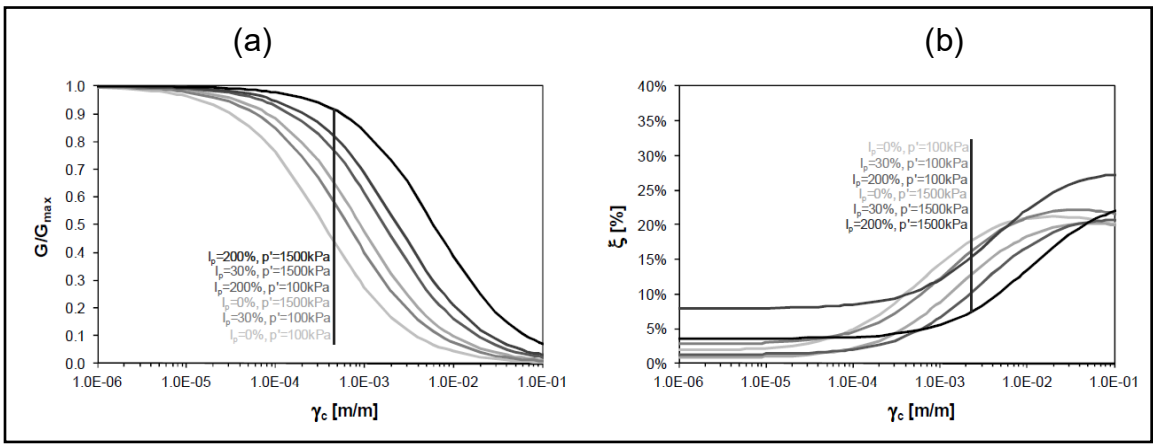


Figura 9 Darendeli (2001) a) G/Gmáx - γc y b) ξ -γc

En la Figura 9 (a) se observa el comportamiento de G/Gmáx frente a γ para diferentes combinaciones de IP y p′. Las curvas muestran que tanto un mayor IP como una mayor presión de confinamiento contribuyen a conservar la rigidez del suelo, lo cual es coherente con la respuesta observada en laboratorio. La degradación de rigidez es más rápida para suelos no plásticos y con baja presión.

En el gráfico de la Figura 9 (b), las curvas de ξ también reflejan el efecto combinado de IP y p′. A bajas deformaciones, el amortiguamiento es mayor en suelos menos plásticos. Sin embargo, a deformaciones grandes, algunas curvas presentan una disminución en ξ, una tendencia que no ha sido validada experimentalmente, y que representa una de las principales limitaciones del modelo de Darendeli.

En resumen, cada una de estas familias de curvas empíricas entrega una herramienta práctica para representar la degradación de rigidez y el incremento de amortiguamiento del suelo ante deformaciones cíclicas. La selección del conjunto de curvas más adecuado dependerá del tipo de suelo, el rango de deformación esperado y la disponibilidad de parámetros de entrada como IP, p′, OCR, frecuencia y número de ciclos.

La caracterización dinámica del suelo mediante estas curvas empíricas permite calibrar modelos constitutivos no lineales utilizados en análisis numéricos, tales como el modelo PressureDependMultiYield02 (PDMY02), desarrollado por Yang, Elgamal y Parra (2003), o el modelo PM4Sand, propuesto por Boulanger y Ziotopoulou (2017), ambos ampliamente implementados en OpenSees. En los capítulos siguientes se abordará la aplicación de estos modelos en un entorno de simulación tridimensional para evaluar la respuesta sísmica de los diferentes perfiles estratigráfico estudiado.

2.3.2. Movilidad cíclica y falla por flujo

En condiciones no drenadas, los suelos pueden desarrollar distintos mecanismos de inestabilidad frente a solicitaciones sísmicas, principalmente movilidad cíclica o falla por flujo, según lo descrito por Casagrande (1975). Cabe señalar que la falla por flujo también puede manifestarse en condiciones estáticas, cuando la resistencia disponible es insuficiente para equilibrar las solicitaciones aplicadas.

La movilidad cíclica se caracteriza por una acumulación progresiva de presión de poros en suelos saturados sometidos a cargas repetidas. Este incremento reduce gradualmente las tensiones efectivas, lo que conlleva a una pérdida parcial de rigidez y resistencia al corte. El suelo no colapsa de manera inmediata, sino que experimenta deformaciones crecientes con cada ciclo. En materiales contractivos,

estas deformaciones son más severas y menos recuperables, mientras que en suelos dilatantes tienden a ser más limitadas y reversibles.

En contraste, la falla por flujo implica una pérdida abrupta de la resistencia al corte bajo condiciones no drenadas. Este mecanismo ocurre cuando la masa de suelo está sometida a un esfuerzo cortante estático que excede su resistencia no drenada, provocando un colapso súbito de la estructura granular. A diferencia de la movilidad cíclica, no se requiere la acumulación progresiva de presión de poros, sino que basta con que el esfuerzo aplicado supere la capacidad resistente del material.

La ocurrencia de movilidad cíclica o falla por flujo depende en gran medida del estado de esfuerzos inicial y de la relación entre la resistencia drenada (q_a), la resistencia no drenada (S_u) y el nivel de esfuerzo cortante estático aplicado:

- $S_u > q_a$: El suelo posee mayor capacidad en condición no drenada, por lo que la falla por flujo es improbable. Sin embargo, ante cargas cíclicas puede presentarse movilidad cíclica, con deformaciones acumuladas que dependen de su comportamiento volumétrico.
- $S_u < q_a$ y corte estático < S_u: No se genera falla por flujo, pero si la combinación de carga estática y cíclica se aproxima o supera la resistencia no drenada, podrían desarrollarse deformaciones significativas por movilidad cíclica.
- $S_u < q_a$ y corte estático > S_u: El suelo se encuentra en un estado crítico, donde el esfuerzo aplicado excede la resistencia disponible, pudiendo desencadenarse una falla por flujo con pérdida súbita de soporte y colapso del material.

A continuación, se presenta una tabla comparativa entre movilidad cíclica y falla por flujo.

Tabla 1 Comparación entre movilidad cíclica y falla por flujo (Elaboración propia).

Movilidad cíclica	Falla de flujo
Incremento progresivo de la presión intersticial debido a solicitaciones	Incremento abrupto de la presión de poros acompañado de pérdida súbita de resistencia al corte.

cíclicas en condiciones no drenadas.	
Reducción gradual de la rigidez y confinamiento efectivo.	Colapso instantáneo de la estructura del suelo y pérdida total del confinamiento.
Puede presentarse en suelos densos y sueltos.	Ocurre principalmente en suelos sueltos, saturados y contractivos.
Deformaciones acumulativas y asentamientos que pueden alcanzar magnitudes del orden de metros.	Flujo del material, con desplazamientos masivos que pueden alcanzar centenas de metros.
Presente en superficies planas o pendientes suaves, bajo cargas sísmicas repetidas.	Frecuente en estructuras con pendiente, como taludes o rellenos hidráulicos.
Daños significativos asociados a deformaciones permanentes.	Daños catastróficos debido al colapso y desplazamiento masivo del suelo.

En síntesis, el tipo de mecanismo que predomine dependerá de la combinación entre el estado tensional inicial, el comportamiento volumétrico del suelo y la magnitud de las solicitaciones estáticas y dinámicas actuantes.

2.4. Condiciones que favorecen la licuación de suelos

La licuación de suelos ocurre únicamente cuando se cumplen ciertos factores que permiten su desarrollo; de lo contrario, solo se manifiestan fenómenos de inestabilidad local sin una pérdida significativa de resistencia ni deformaciones relevantes. Estos factores están asociados a las condiciones geotécnicas, hidráulicas y sísmicas presentes in situ, cuya combinación genera un escenario propicio para la pérdida de resistencia del terreno.

Según Seed e Idriss (1971) y, más recientemente, Idriss & Boulanger (2010), estas condiciones pueden agruparse en tres categorías principales: características del suelo, condiciones de saturación y características del sismo. A continuación, se analizarán en mayor detalle.

2.4.1. Factores geológicos

La susceptibilidad a la licuación está influenciada por factores geológicos e hidrológicos, especialmente por el tipo de ambiente en que se formaron los sedimentos y su antigüedad geológica. Los depósitos más propensos a este fenómeno suelen ser los de origen fluvial y aluvial, debido a su naturaleza suelta y reciente. Otros depósitos, como los coluviales y eólicos arenosos, también pueden verse afectados, aunque con menor frecuencia. En cambio, los suelos de origen glacial suelen presentar una estructura más compacta y cementada, lo que los hace generalmente resistentes a la licuación. Además, la edad del depósito juega un papel relevante: los materiales más jóvenes, como los del Holoceno, tienden a ser más susceptibles que los formados en el Pleistoceno o en épocas anteriores. Este comportamiento se atribuye a procesos como el aumento de la densificación natural, el confinamiento y la cementación que ocurren con el tiempo, los cuales fortalecen la resistencia del suelo frente a cargas cíclicas ((Youd & Hoose, 1977) citada en (Leon et al., 2006)). De forma resumida, (Youd & Perkins, 1978.) presentaron una clasificación que relaciona la susceptibilidad a la licuación con el tipo de depósito y su edad geológica.

En Tabla 2, se presenta la clasificación por Youd & Perkins (1978) la cual evidencia un patrón claro y es que la susceptibilidad a la licuación disminuye con la antigüedad del depósito y su compactación natural. Los depósitos recientes (<500 años) como canales de río, llanuras de inundación y deltas presentan valores “muy altos” o “altos” debido a su deposición rápida, alta energía hidráulica y ausencia de densificación o cementación, lo que favorece un comportamiento contractivo bajo cargas sísmicas. Depósitos coluviales y eólicos (ej. dunas) presentan susceptibilidad moderada o baja en edades más antiguas, evidenciando una rápida densificación natural. Sedimentos glaciares y residuales, con baja susceptibilidad, poseen estructura densa, heterogénea y a menudo cementada, lo que reduce la generación de presiones de poros durante sismos.

Tabla 2 Susceptibilidad estimada a licuar de depósitos sedimentarios modificado de Youd & Perkins (1978).

Tipos de Depósito	Distribución general de depósitos sedimentarios sin cohesión	Probabilidad de que los sedimentos saturados, sin cohesión, sean susceptibles a licuar (Por edad de depósito)			
		<500 años	Holoceno	Pleistoceno	Pre-pleistoceno
Depósitos Continentales					
Canal de río	Localmente variable	Muy alto	Alto	Bajo	Muy bajo
Llanura de inundación	Localmente variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Planicie y abanico aluvial	Extendido	Moderado	Bajo	Bajo	Muy bajo
Terrazas marinas y planicies	Extendido	-	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Delta y Delta de Abanico	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Lacustre y playa	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Coluvial	Variable	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Taludes	Extendido	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Dunas	Extendido	Alto	Moderado	Bajo	Muy bajo
Loess	Variable	Alto	Alto	Alto	Desconocido
Glaciar	Variable	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Toba	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Tefra	Extendido	Alto	Alto	Desconocido	Desconocido
Suelos residuales	Raro	Bajo	Bajo	Muy bajo	Muy bajo
Sebka	Localmente variable	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Zona Costera					
Delta	Extendido	Muy alto	Alto	Baja	Muy baja
Estuario	Localmente variable	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Zona de olas de alta energía	Extendido	Moderada	Baja	Muy baja	Muy baja
Zona de olas de baja energía	Extendido	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Lagunar	Localmente variable	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Zona intermareal	Localmente variable	Alto	Moderada	Baja	Muy baja
Artificial					
Relleno no compactado	Variable	Muy alta	-	-	-
Relleno compactado	Variable	Baja	-	-	-

2.4.2. Tipo y estado del suelo

Como se ha comentado anteriormente, la susceptibilidad a la licuación depende en gran medida de la naturaleza y condición del material. Los suelos granulares sueltos no plásticos presentan una estructura interna y propiedades que favorecen el aumento de presión de poros bajo cargas cíclicas. Factores como el grado de densificación, la saturación y la antigüedad del depósito condicionan aún más su respuesta. Entre los tipos de suelo más propensos a la licuación se encuentran:

- Arenas finas mal graduadas (SM-SP-SW)
- Limos arenosos (ML/SM)

2.4.3. Efecto de la densidad relativa

Los efectos de la densidad relativa fueron analizados por Viertel (2003) a partir de ensayos triaxiales cíclicos realizados en arenas de relaves. En dichos ensayos se evaluaron diferentes combinaciones de densidad relativa inicial y contenido de finos no plásticos, registrando la evolución de la resistencia cíclica del material frente a cargas repetidas. La Figura 10 presenta la relación entre la resistencia cíclica y la densidad relativa inicial (antes del proceso de consolidación), empleando como criterio de falla el desarrollo de un incremento del 100 % en la presión de poros luego de 20 ciclos de carga.

Los resultados obtenidos muestran un patrón claro: independientemente del porcentaje de finos presente en las muestras, la resistencia cíclica tiende a incrementarse conforme aumenta la densidad relativa. Este comportamiento indica que suelos más densos son capaces de soportar mayores esfuerzos cíclicos antes de alcanzar condiciones de licuación, debido a que presentan una estructura más estable y menor tendencia a la contractancia bajo solicitaciones sísmicas.

Este comportamiento experimental es coherente con lo reportado por Monkul & Tütüncü (2024), Tatsuoka et al. (1982) y por el propio Viertel, quienes identificaron una tendencia aproximadamente lineal entre la densidad relativa y la resistencia cíclica hasta alcanzar un umbral crítico. Este valor crítico de densificación depende tanto del tipo de suelo como del contenido de finos, situándose generalmente entre el 40 % y el 90 % de densidad relativa. Superado este rango, el aumento adicional de la densidad relativa genera mejoras en la resistencia, pero de forma menos

significativa, lo que sugiere la existencia de un límite práctico de compactación más allá del cual el incremento de resistencia es marginal.

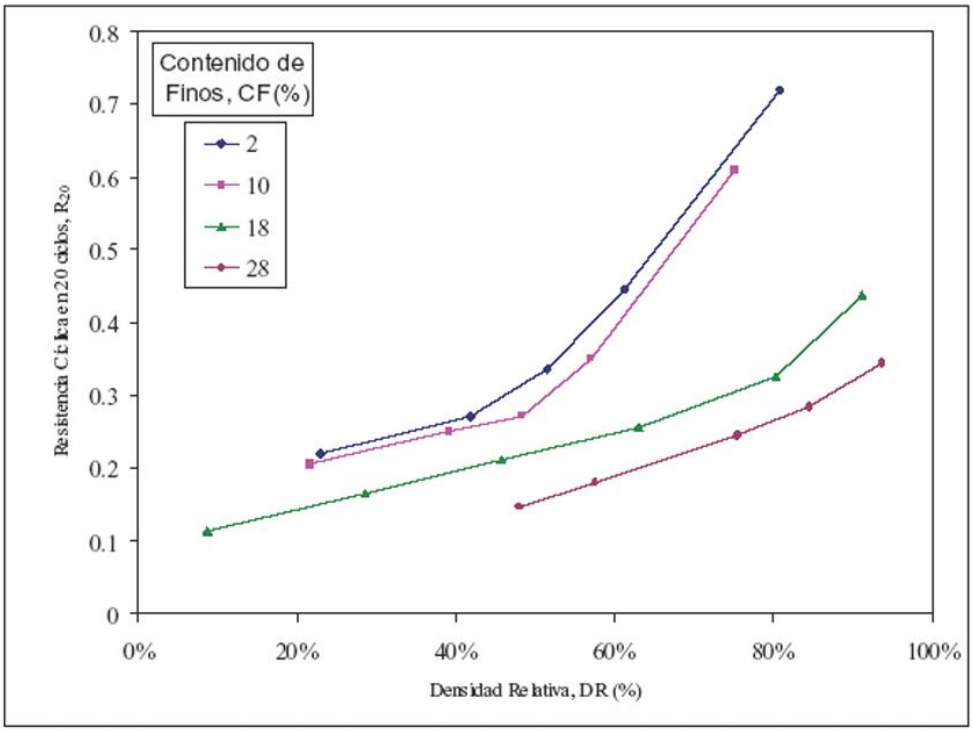


Figura 10 Variación de la resistencia cíclica en 20 ciclos con la densidad relativa y el contenido de finos (Viertel, 2003).

2.4.4. Efecto porcentaje de finos y la plasticidad

Diversas investigaciones han demostrado que la influencia del contenido de finos sobre la resistencia cíclica del suelo está fuertemente condicionada por su plasticidad. El efecto no se limita a la cantidad presente, sino que depende también del tipo de partículas finas y de su capacidad para deformarse y retener agua.

En este sentido, en Troncoso et al. (1985) se realizaron ensayos triaxiales cíclicos con consolidación isótropa en muestras de arena de relaves, incorporando diferentes porcentajes de finos no plásticos y manteniendo constante el índice de vacíos post-consolidación. Los resultados (Figura 11) muestran que, a mayor proporción de finos no plásticos, menor es la resistencia cíclica de las arenas. Por ejemplo, una muestra sin finos presenta una resistencia significativamente mayor que otra con 30 % de finos no plásticos bajo la misma solicitación cíclica.

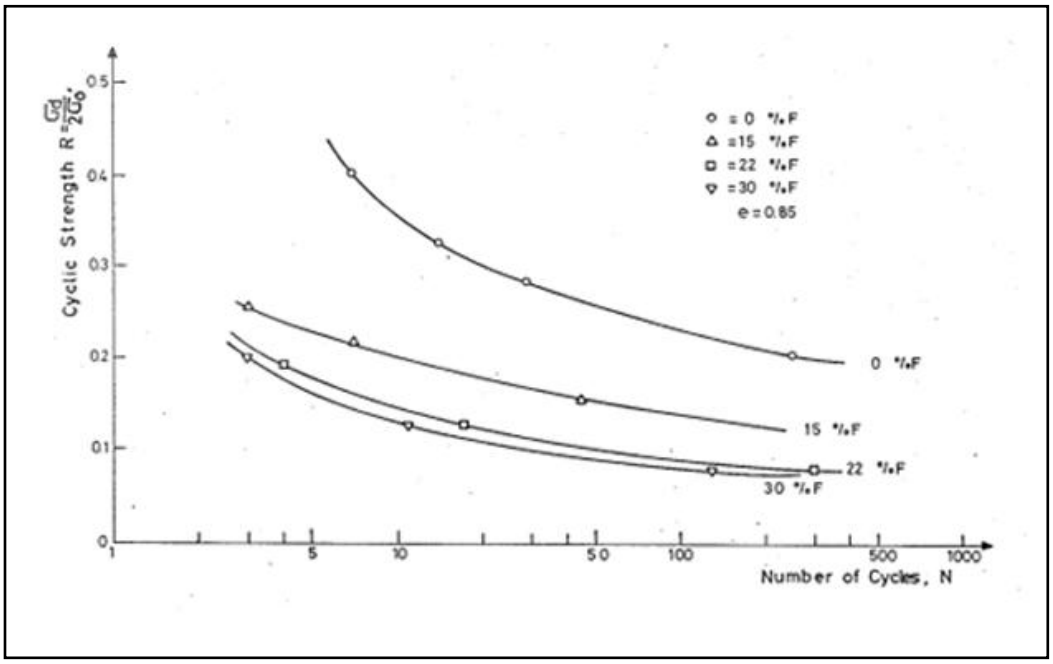


Figura 11 Resistencia cíclica vs número de ciclos en muestras de arenas de relaves con distinto porcentaje de finos. (Troncoso et al, 1985)

Sin embargo, no todos los finos se comportan igual. Ishihara y Koseki (1989) recopilaron resultados de ensayos cíclicos en suelos con distintos contenidos de finos y variaciones en el índice de plasticidad (IP). La Figura 12 evidencia que, para un mismo nivel de solicitación, la resistencia cíclica puede aumentar con el IP, especialmente en materiales con arcillas plásticas como la bentonita, mientras que suelos con finos de baja plasticidad presentan resistencias menores. Esto sugiere que la plasticidad aporta cohesión aparente y modifica el mecanismo de generación de presión de poros, lo que influye directamente en la susceptibilidad a la licuación. En conjunto, las Figuras 11 y 12 ilustran que la presencia de finos no siempre es perjudicial: su efecto dependerá del equilibrio entre cantidad y plasticidad. Un alto contenido de finos no plásticos tiende a debilitar la estructura granular, mientras que una fracción moderada de finos plásticos puede aportar estabilidad y resistencia frente a cargas cíclicas.

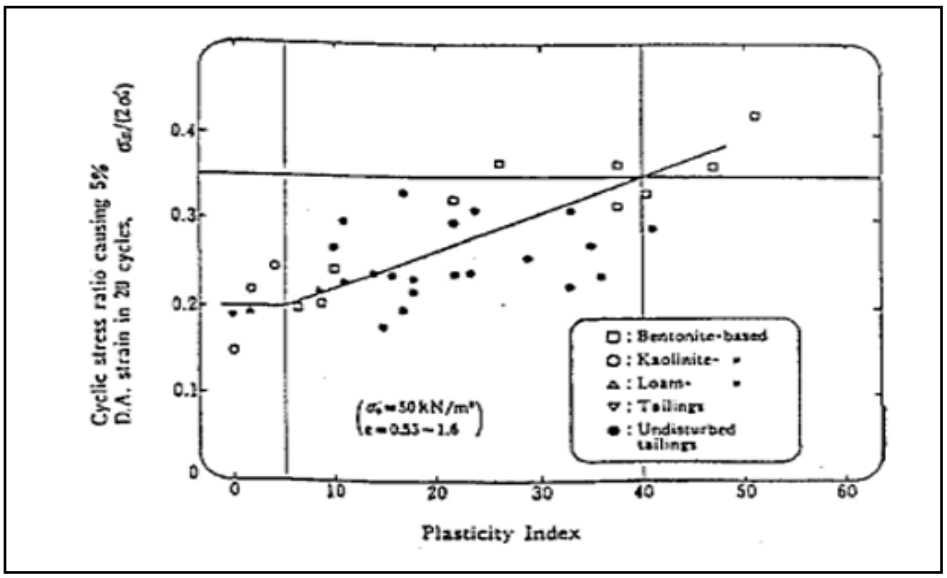


Figura 12 Resistencia cíclica vs número de ciclos en muestras inalteradas de arenas. (Ishihara & Kosaki, 1989).

De la Figura 12 más en profundidad, se logra evidenciar que la resistencia logra aumentar bastante, en el orden de un 50%, en casos donde el IP es superior a 40. Ahora bien, se logra denotar también que en casos donde el IP es menor a 10, la plasticidad es despreciable en cuanto al efecto producido en la resistencia cíclica, por lo tanto, al aumentar la plasticidad en los finos la resistencia cíclica aumenta.

2.4.5. Nivel freático y grado de saturación

La presencia de agua en los poros es un requisito indispensable para que se desarrolle el fenómeno de licuación. Sin un nivel de saturación cercano al 100 %, el incremento de presión de poros durante la solicitación sísmica no alcanza magnitudes suficientes para provocar la pérdida total de resistencia al corte. En suelos completamente saturados (Sr ≈ 100 %), la fase líquida ocupa la totalidad del volumen de vacíos, lo que permite que, bajo cargas cíclicas, la generación de presión intersticial ocurra a una velocidad mayor que la capacidad de disipación del sistema. Este desequilibrio hidráulico conduce a una disminución progresiva de las tensiones efectivas hasta alcanzar valores cercanos a cero, condición bajo la cual se produce la licuación (Kramer, 1996; Seed & Idriss, 1971).

Por el contrario, en suelos parcialmente saturados, la presencia de aire en los poros introduce una compresibilidad adicional que actúa como amortiguador, limitando la

acumulación de presión intersticial y reduciendo drásticamente la probabilidad de alcanzar el estado crítico. Estudios experimentales han demostrado que, en ausencia de saturación plena, los suelos no licuan aun cuando estén sometidos a aceleraciones sísmicas significativas, debido a que la generación de presión de poros queda compensada por la capacidad de almacenamiento elástico del aire (Ishihara, 1993). En consecuencia, el escenario más favorable para la licuación corresponde a suelos granulares, sueltos y totalmente saturados, con el nivel freático próximo a la superficie y sin posibilidad de drenaje durante el evento sísmico.

2.4.6. Intensidad y duración del sismo

La probabilidad de que un suelo licue bajo solicitaciones sísmicas no depende exclusivamente de la aceleración máxima registrada en superficie (PGA), sino también de otros parámetros que caracterizan la intensidad y el contenido energético del movimiento. Entre los factores más relevantes se encuentran: la duración del sismo, expresada en número efectivo de ciclos de carga; la energía acumulada del movimiento, cuantificada comúnmente mediante la Cumulative Absolute Velocity (CAV); y la frecuencia dominante del sismo, cuya interacción con la rigidez del suelo puede amplificar o atenuar la respuesta dinámica (Kramer, 1996; Idriss & Boulanger, 2008).

La duración prolongada y la alta energía acumulada favorecen una mayor generación de presión intersticial, incluso en suelos de densidad media, debido a la repetición sostenida de ciclos de carga y descarga. Este efecto es particularmente relevante en eventos de subducción, que suelen presentar aceleraciones moderadas pero largas duraciones, capaces de inducir licuación a mayores profundidades. Por el contrario, los sismos corticales, aunque pueden presentar PGA elevadas, tienden a generar movimientos de corta duración, favoreciendo la licuación en capas superficiales con efectos más localizados (Carey et al., 2024).

La relación entre frecuencia dominante del sismo y frecuencia natural del estrato granular es igualmente crítica: cuando ambas coinciden o se aproximan, se produce un fenómeno de resonancia que incrementa las deformaciones de corte y acelera la acumulación de presión de poros. En este sentido, la evaluación de la

susceptibilidad sísmica a la licuación debe considerar simultáneamente la amplitud, duración, contenido energético y espectro de frecuencias del movimiento, ya que, su interacción define el nivel de demanda cíclica que experimentara el suelo.

2.4.7. Profundidad y espesor de la capa licuable

La profundidad y el espesor de la capa licuable constituyen factores decisivos en la manifestación de la licuación. Cuando la capa susceptible se encuentra en niveles superficiales, es común observar evidencias visibles como volcanes de arena, eyección de agua o agrietamientos. En cambio, si la capa licuable se localiza a mayor profundidad, los efectos suelen traducirse en asentamientos diferenciales o pérdida de capacidad portante, sin presentar indicios en superficie.

La Figura 13 ilustra este comportamiento mediante la comparación entre el esfuerzo cortante cíclico desarrollado por un sismo (CSR) y la resistencia cíclica del suelo (CRR) determinada en ensayos de laboratorio. La zona donde la demanda sísmica (CSR) excede la resistencia del material (CRR) se identifica como la zona de licuación, cuya extensión dependerá tanto de la profundidad de la capa como de su espesor. Así, un estrato más grueso incrementa la deformación acumulada y, por ende, los daños potenciales, mientras que la profundidad relativa controla si dichos efectos serán visibles en superficie o solo se expresarán como deformaciones internas y pérdida de soporte estructural.

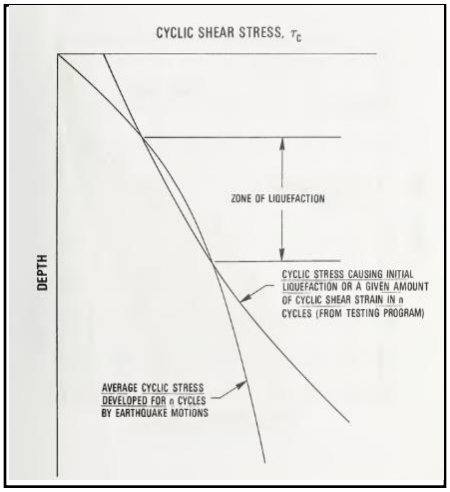


Figura 13 Relación entre esfuerzo cíclico inducido por el sismo y resistencia cíclica del suelo, definiendo la zona de licuación. (Seed et al., 1975).

A continuación, se presenta una tabla resumen de los factores que influyen en la presencia del fenómeno de licuación en suelos.

Tabla 3 Tabla resumen de factores que influyen en la licuación (Elaboración propia).

Factor	Descripción
Densidad relativa (Dr)	Suelos sueltos tienen menor capacidad de resistencia al corte.
Nivel freático	Un nivel alto favorece la saturación total facilitando licuación.
Historial de cargas	Cargas previas pueden modificar la estructura y rigidez del suelo.
Contenido de finos	La presencia de limos o arcillas puede alterar la respuesta cíclica.
Intensidad del sismo	Aceleraciones altas generan mayores esfuerzos en el suelo.
Duración del sismo	Sismos prolongados aumentan la acumulación de presión de poros.

Nota: Estos factores fueron sistematizados por Youd et al. (2001) para desarrollar curvas de resistencia a la licuación que hoy son estándares.

2.5. Evaluación del potencial de licuación

El potencial de licuación de un suelo corresponde a su capacidad para resistir las condiciones sísmicas sin perder su resistencia al corte. Esta evaluación ha sido históricamente abordada a través de métodos empíricos desarrollados en base a datos de campo, entre los cuales destacan los trabajos de Seed e Idriss (1971), y las actualizaciones propuestas por Youd et al. (2001) y Boulanger & Idriss (2014).

2.5.1. Método clásico

2.5.1.1. Criterio de seguridad

La evaluación parte del cociente entre dos magnitudes clave:

- El Cociente de Esfuerzo Cíclico (CSR), que representa la demanda sísmica que actúa sobre el suelo, y
- El Cociente de Resistencia Cíclica (CRR), que representa la capacidad del suelo de resistir dicha carga sin licuar.

El cociente entre ambas define el factor de seguridad frente a licuación, a continuación, se presenta el factor de seguridad:

Ecuación 2 Factor de seguridad

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \tag{2}$$

Donde;

FS: factor de seguridad frente a la licuación.

CRR: Resistencia cíclica del suelo.

CSR: Esfuerzo cíclico aplicado.

2.5.1.2. Cálculo de CSR

Según Seed e Idriss (1971), el esfuerzo cíclico aplicado (CSR) se calcula mediante la ecuación 3, la cual constituye la base del procedimiento simplificado para evaluar la susceptibilidad a licuación. Esta formulación fue reafirmada en trabajos posteriores (Seed & Idriss, 1982; Seed & Idriss, 1985) y se mantiene plenamente vigente en la práctica geotécnica. Incluso en referencias modernas como Boulanger & Idriss (2014) se continúa aplicando la misma expresión, incorporando únicamente ajustes en parámetros auxiliares como el factor de reducción por profundidad (r_d) y factores de corrección por magnitud (MSF).

Ecuación 3 Factor CSR

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \tag{3}$$

Donde;

a_{max}: aceleración sísmica máxima en superficie.

g: gravedad

σ_v: esfuerzo vertical total.

σ'_v: esfuerzo vertical efectivo,

r_d: coeficiente de reducción por profundidad (empírico, típicamente entre 0.9 y 0.6).

2.5.1.3. Cálculo de CRR

El CRR se estima mediante correlaciones empíricas con ensayos de campo como el SPT, CPT o Vs. Una de las más utilizadas es la basada en el ensayo SPT y el parámetro corregido $(N1)_{60CS}$, propuesta por Boulanger & Idriss (2014), a continuación, se presenta la ecuación:

Ecuación 4 Factor CRR

$$CRR_{7.5} = e^{\left(\frac{(N1)_{60CS}}{14.1}+\left(\frac{(N1)_{60CS}}{126}\right)^2-\left(\frac{(N1)_{60CS}}{23.6}\right)^3+\left(\frac{(N1)_{60CS}}{25.4}\right)^4-2.8\right)} \quad (4)$$

Nota: Este valor representa el CRR para un sismo de magnitud 7.5. Si la magnitud es distinta, se aplica un factor de corrección de magnitud (MSF, Magnitude Scaling Factor).

2.5.1.4. Interpretación del FS

- Si FS < 1: el suelo es susceptible a licuar ante el evento sísmico analizado.
- Si FS > 1: el suelo posee resistencia suficiente para evitar la licuación.

Este enfoque permite evaluar, estrato por estrato, la estabilidad frente a licuación usando datos de terreno reales y ensayos geotécnicos.

A continuación, en Figura 14 se presenta una de las herramientas más utilizadas para la evaluación empírica del potencial de licuación, desarrollada por Youd et al. (2001) en el marco de los talleres del NCEER/NSF. Se trata de un gráfico que

relaciona el cociente de esfuerzo cíclico (CSR) con el número de golpes corregido del ensayo SPT $(N1)_{60}$, para diferentes contenidos de finos (FC). Las curvas representan los umbrales entre condiciones de licuación y no licuación, divididas en tres rangos: más del 35 %, aproximadamente 15 % y mayor a 5 %.

Los puntos negros corresponden a casos históricos donde se observó licuación, y los puntos blancos a casos donde no se reportó este fenómeno. Como puede observarse, a menor $(N1)_{60}$ y mayor CSR, aumenta la probabilidad de que el suelo licúe. Además, a igual densidad, un mayor contenido de finos tiende a desplazar la curva crítica hacia la izquierda, indicando una mayor susceptibilidad.

Esta figura es clave para validar las condiciones iniciales de entrada en los modelos numéricos utilizados en esta tesis. En particular, los valores de $(N1)_{60}$ definidos para los estratos más sueltos del modelo tridimensional se sitúan dentro del rango de mayor susceptibilidad, justificando la necesidad de analizar su comportamiento frente a cargas cíclicas mediante simulación avanzada con OpenSeesPy. Asimismo, esta relación entre CSR y $(N1)_{60}$ permite establecer un primer diagnóstico del riesgo de licuación del sitio, que luego se contrastaran con los resultados numéricos obtenidos con el modelo constitutivo MultiYield02.

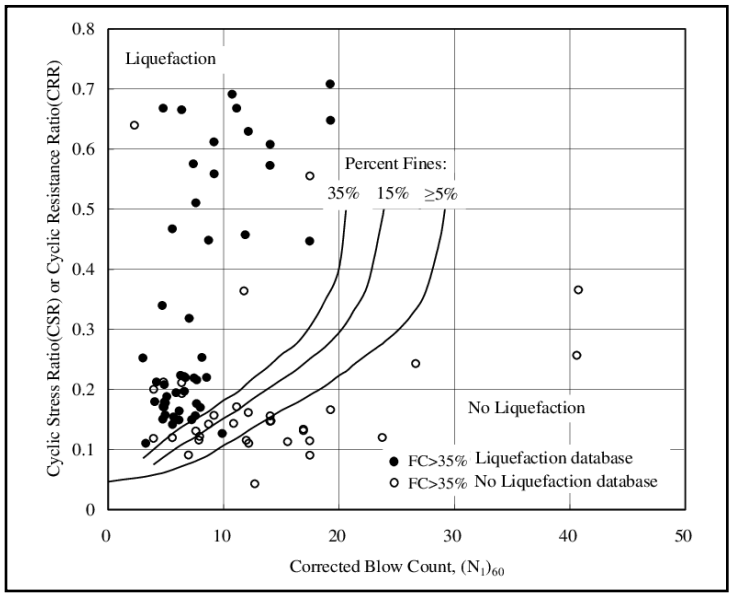


Figura 14 Curvas empíricas de evaluación de licuación, Relación entre el CSR y el número de golpes corregido 〖(N1)〗60 para diferentes contenidos de finos, Youd et al. (2001).

2.5.2. Método japonés de evaluación de licuación

El denominado “Método Japonés” constituye una evolución del enfoque simplificado de Seed e Idriss (1971), adaptado al contexto normativo japonés y, en el caso de Chile, incorporado al Manual de Carreteras para la evaluación del riesgo de licuación en estudios de infraestructura vial. Este método permite estimar el potencial de licuación en profundidad a partir de la comparación entre el esfuerzo de corte cíclico inducido por un sismo y la resistencia del suelo obtenida a partir del ensayo estándar de penetración (SPT) y parámetros granulométricos.

Su formulación se apoya en una caracterización empírica del terreno, considerando variables como el número de golpes SPT corregido $(N1)_{60}$, la presión efectiva inicial (σ'_0), la aceleración sísmica máxima en el suelo (a_0), y la relación de densidades. Estas variables permiten calcular la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) en profundidad, mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 5 Razón de Esfuerzo cíclico en profundidad método japones (MOP, 2019).

$$\frac{\tau d}{\sigma' z} = \gamma n \frac{a0}{g} \frac{\sigma z}{\sigma' z} \gamma d \qquad (5)$$

donde:

- τd : esfuerzo de corte cíclico inducido por el sismo
- σ´z : presión vertical efectiva
- σz: presión vertical total
- γn: factor de corrección por profundidad
- a_0: aceleración máxima del suelo
- γd: coeficiente de reducción por rigidez del suelo

A partir del CSR, el método determina el factor de seguridad frente a licuación (FL), el cual representa la relación entre la resistencia cíclica del suelo (CRR) y el esfuerzo aplicado por el sismo (CSR). Si FL<1.0, se considera que el estrato analizado presenta condiciones susceptibles a la licuación.

De acuerdo con los Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile (MOP, 2017), la evaluación del potencial de licuación debe realizarse considerando estratos saturados a menos de 20 m de profundidad bajo la superficie natural, en particular cuando el número de golpes corregido del ensayo SPT $(N1)_{60}$, es menor o igual a 30 golpes.

2.5.3. Modelos empíricos de presión de poros

Como se ha descrito previamente, durante la licuación se produce un aumento de la presión de poros, al que se le denomina Δu. La evolución de la presión de poros total en el suelo puede representarse mediante la expresión de la ecuación, que se muestra a continuación:

Ecuación 6 Evolución de la presión de poros.

$$u_t = u_0 + \Delta u \tag{6}$$

Donde:

u_t: presión de poros total.

u_0: presión de poros inicial (normalmente hidrostática).

Δu: exceso de presión de poros inducida por el sismo.

Esta ecuación permite cuantificar el cambio absoluto de presión en el sistema del suelo a medida que se acumula energía sísmica, y es fundamental en modelos numéricos para evaluar el crecimiento progresivo de la presión intersticial durante eventos cíclicos. La Figura 15 ilustra este concepto a nivel microestructural, mostrando mediante imágenes de tomografía computarizada (CT) cómo los granos del suelo y los espacios porosos entre partículas se reorganizan bajo carga dinámica, lo que explica el incremento de la presión de poros observado en suelos saturados.

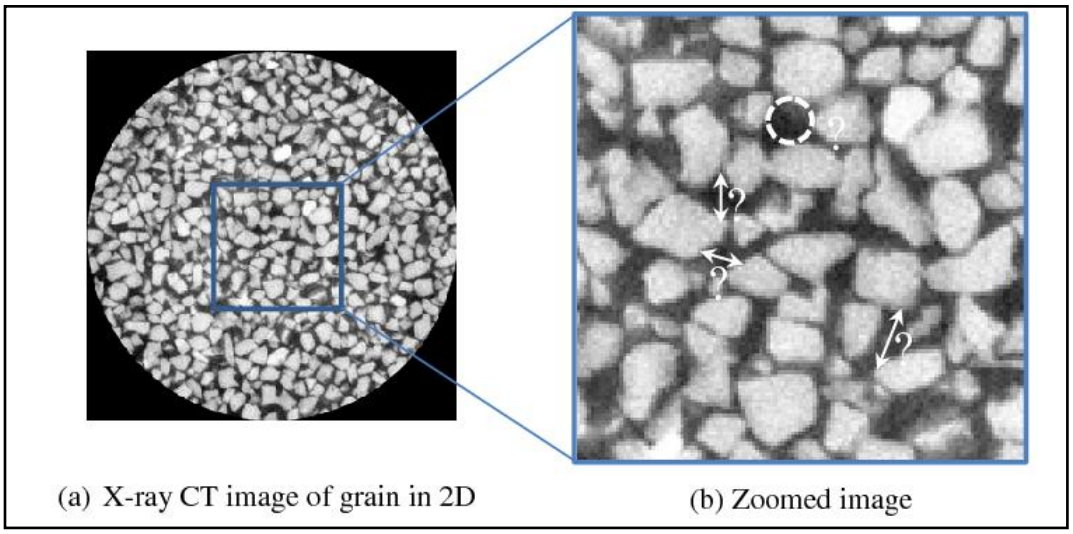


Figura 15 Imagen por tomografía computarizada (CT) de granos de suelo en 2D de un suelo granular y ampliación de los espacios porosos entre partículas, Kozicki, J., & Donzé, F. V. (2008).

La relación entre este exceso de presión de poros y el esfuerzo de confinamiento se define a través del parámetro r_u, conocido como relación de presión de poros que se muestra a continuación:

Ecuación 7 Relación entre exceso de presión de poros y esfuerzo de confinamiento.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_c} \tag{7}$$

Donde:

Δu: exceso de presión de poros.

σ′c: esfuerzo de confinamiento efectivo inicial.

Este parámetro constituye un indicador directo de la proximidad del suelo a la licuación, ya que, relaciona el incremento de presión de poros con el esfuerzo de confinamiento efectivo inicial, de modo que valores cercanos a 1 implican una condición crítica de pérdida de resistencia. (cuando ru→1, licuación). Seed et al. (1975) y DeAlba et al. (1976) propusieron expresiones empíricas para representar la evolución de r_u en función del número de ciclos N, la cantidad de ciclos necesarios para alcanzar la licuación N_L, y una constante de material α:

Ecuación 8 Propuesta por Seed et al. (1975)

$$r_u = \frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left(\left(\frac{N}{N_L}\right)^{\left(\frac{1}{2\alpha}\right)}\right) \quad (8)$$

Ecuación 9 Propuesta por De Alba et. al (1976)

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi}\sin^{-1}\left(2\left(\frac{N}{N_L}\right)^{\left(\frac{1}{\alpha}\right)} - 1\right) \quad (9)$$

Estas formulaciones permiten estimar cómo varía el estado del suelo bajo solicitaciones repetidas, y son fundamentales en la calibración de modelos constitutivos en simulaciones numéricas.

La Figura 16 muestra la evolución de la relación de exceso de presión de poros (r_u) con respecto al número de ciclos normalizado $\frac{N}{N_L}$, es decir, el número de ciclos aplicado sobre el número de ciclos requeridos para alcanzar la licuación completa. Esta representación gráfica permite visualizar cómo se comporta un suelo saturado frente a cargas cíclicas, comparando tanto resultados experimentales como modelos teóricos.

Las curvas continuas y punteadas corresponden a los modelos propuestos por DeAlba et al. (1975) y Seed et al. (1975), respectivamente, los cuales son ampliamente utilizados como referencia en estudios de licuación. Estos modelos predicen una acumulación progresiva del exceso de presión de poros hasta alcanzar $r_u \approx 1$, lo que indica licuación completa. La diferencia entre ambos radica en la rapidez con la que se alcanza esta condición. Mientras el modelo de DeAlba sugiere una acumulación más acelerada en etapas finales, el modelo de Seed plantea una transición más gradual.

Los puntos experimentales (M5 a M11) corresponden a distintos estratos ensayados en laboratorio mediante pruebas triaxiales cíclicas. La coincidencia entre estas curvas y los modelos teóricos respalda la validez de los enfoques utilizados para representar la generación de presión de poros bajo solicitación dinámica. Esta comparación también fundamenta el uso del modelo MultiYield02 en simulaciones numéricas como las realizadas en esta tesis, ya que, este modelo permite

representar adecuadamente la acumulación progresiva de presión de poros en función del número de ciclos aplicados.

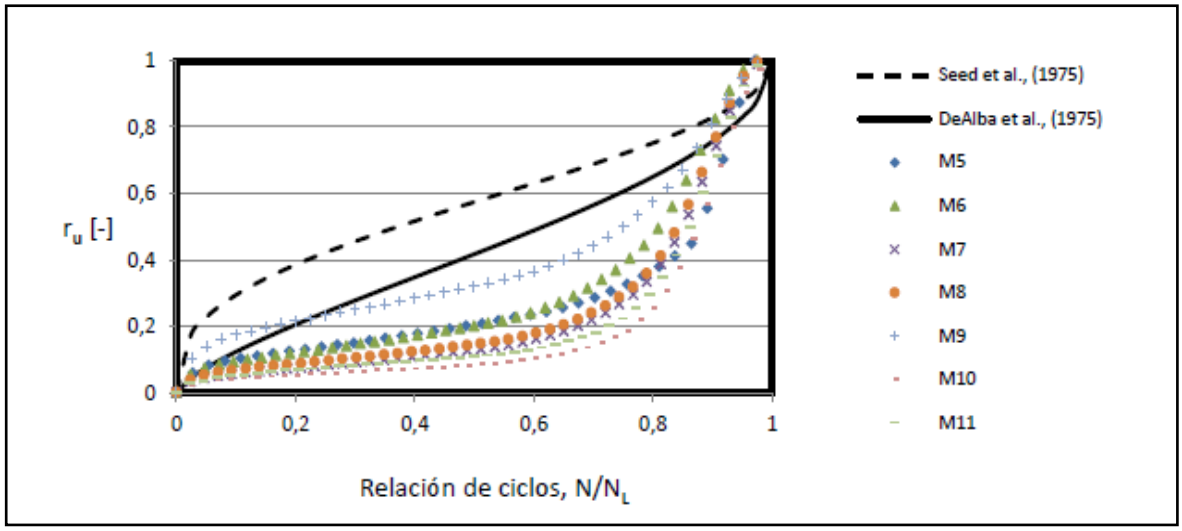


Figura 16 Evolución de ru con la relación de ciclos N/NL en ensayos, Pradenas. (2017).

2.6. Ensayos de caracterización de propiedades mecánicas

2.6.1. Ensayo corte directo.

El ensayo de corte directo es uno de los métodos más utilizado en mecánica de suelos para determinar la resistencia al corte de un suelo. Este tipo de ensayos radica en la base de la resistencia al esfuerzo cortante, lo que dice esta teoría es que un suelo falla cuando los esfuerzos cortantes aplicados superen la capacidad interna de un suelo, que se encuentra definida por la envolvente de falla Mohr-Coulomb. (Scott, 1985).

En la Figura 17, se muestra el ensayo de corte directo, el cual consiste en que una muestra sea cargada constantemente por una fuerza normal y que el esfuerzo cortante pueda ir incrementado en un plano establecido. El dispositivo utilizado en el ensayo de corte directo está diseñado para generar una superficie de deslizamiento definida, dividiendo la muestra en una sección inferior que permanece fija y una superior que se desplaza lateralmente. A lo largo de la prueba, se registran parámetros clave como la fuerza cortante aplicada, el movimiento horizontal y los cambios en altura de la muestra. (Braja Das, 2019).

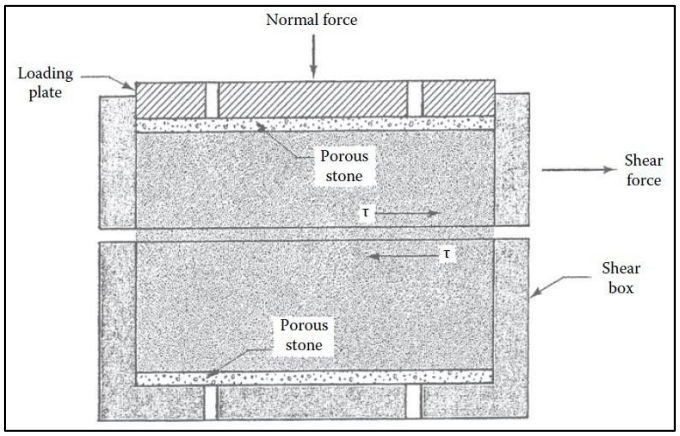


Figura 17 Esquema de Ensayo de Corte Directo (Braja Das, 2019).

A través de relacionar el esfuerzo de corte (τ) con la presión normal de confinamiento (σ'v), se puede calcular el ángulo de fricción interno de suelo a partir de la [Ecuación 10]. En el caso de suelos granulares la cohesión siempre es 0 (c = 0).

Ecuación 10 Ángulo de fricción interno. (Braja Das, 2019)

$$\tau = \sigma' v * tan(\phi') \quad (10)$$

Consecuentemente, a partir de los parámetros de deformación cortante y en conjunto con los valores de deformación angular (γ) y esfuerzo cortante (τ) obtenidos en el ensayo de corte directo, se puede calcular el módulo de corte G de un suelo. Este parámetro permite construir la curva de degradación del módulo de corte secante normalizado con [Ecuación 11], que se presenta a continuación:

Ecuación 11 Módulo de corte. (Braja Das, 2019)

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (11)$$

2.6.2. Ensayo triaxial

El ensayo triaxial constituye una herramienta clave en la caracterización geotécnica, ya que, permite evaluar la resistencia al corte y el comportamiento del suelo sometido a condiciones de carga definidas. Esta prueba reproduce de forma controlada los estados de esfuerzo que se presentan en el terreno, aplicando presiones en tres dimensiones sobre la muestra. Gracias a ello, es posible obtener

parámetros fundamentales como el ángulo de fricción interna y la cohesión del material, esenciales para modelar su comportamiento ante solicitaciones estáticas y dinámicas, a continuación, en Figura 18 se presenta esquemáticamente el ensayo triaxial.

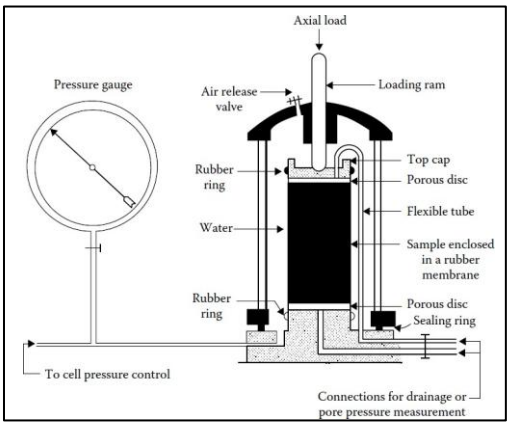


Figura 18 Esquema de Ensayo Triaxial (Braja Das, 2019).

La probeta cilíndrica de suelo, recubierta con una membrana impermeable, se instala dentro de una celda triaxial donde es sometida a una presión de confinamiento uniforme, generada por un fluido presurizado que simula las condiciones de confinamiento natural del subsuelo. Adicionalmente, se aplica un esfuerzo vertical mediante un pistón, que actúa axialmente sobre la muestra hasta provocar su rotura bajo carga controlada.

Este ensayo puede realizarse bajo tres configuraciones distintas, dependiendo del control de drenaje y consolidación:

1. Consolidado – Drenado (CD): permite el drenaje continuo del agua durante la carga y se utiliza para caracterizar el comportamiento en condiciones drenadas y deformación lenta.
2. Consolidado – No drenado (CU): incluye una fase inicial de consolidación, seguida de una carga sin drenaje, representando condiciones propias de solicitaciones sísmicas.
3. No consolidado – No drenado (UU): omite tanto la consolidación como el drenaje, simulando situaciones de carga rápida o repentina.

Para garantizar que la muestra esté completamente saturada antes del ensayo, se determina el coeficiente B, el cual refleja el grado de saturación de la muestra, en [Ecuación 12] que se presenta a continuación:

Ecuación 12 Coeficiente de presión de poros. (Braja Das, 2019)

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \tag{12}$$

En esta expresión, Δu representa el aumento de la presión de poros, mientras que $\Delta\sigma_3$ corresponde al incremento de la presión de confinamiento bajo condiciones no drenadas. Cuando el coeficiente B se aproxima a 1, se interpreta que la muestra está completamente saturada; en cambio, valores inferiores reflejan la existencia de aire atrapado en la matriz porosa del suelo.

2.6.3. Ensayo geofísico

En el ámbito de la ingeniería geotécnica, los ensayos sísmicos se emplean ampliamente para obtener el perfil de velocidades del subsuelo. Estos procedimientos pueden clasificarse en activos o pasivos, según el tipo de fuente utilizada. En los métodos activos, una fuente controlada induce vibraciones que se propagan a través del terreno, mientras que en los pasivos se aprovechan las vibraciones ambientales o el ruido sísmico como fuente de energía. Asimismo, es posible distinguir entre técnicas no intrusivas, en las que todos los sensores permanecen en superficie, y técnicas intrusivas, donde los geófonos o la fuente se ubican dentro de perforaciones. En lo que sigue, se presentan los principales ensayos activos aplicados en geotecnia.

2.6.3.1. Ensayos sísmicos intrusivos

El uso de ensayos sísmicos en geotecnia se remonta a la década de 1960, destacando entre los más aplicados el downhole y el crosshole. Ambos surgieron como extensiones y adaptaciones de otras técnicas in situ, como el SCPT o penetración de cono sísmico (Campanella et al., 1986), y el ensayo de suspensión,

desarrollado inicialmente por Kitsunezaki (1980) y posteriormente perfeccionado por Toksoz & Cheng (1991) y Nigbor & Inai (1994).

- Ensayo downhole

En el método downhole, la medición se realiza a partir de un sondaje, dentro del cual se ubican geófonos a diferentes profundidades y conectados a un sistema de registro. Una fuente sísmica ubicada en superficie genera impulsos que se propagan por el terreno, y la llegada de las ondas es detectada por los sensores en cada nivel. El análisis de los tiempos de propagación permite calcular tanto la velocidad de ondas de corte (Vs) como la velocidad de ondas compresionales (Vp), según se utilicen perturbaciones que induzcan ondas S o P (ver Figura 19).

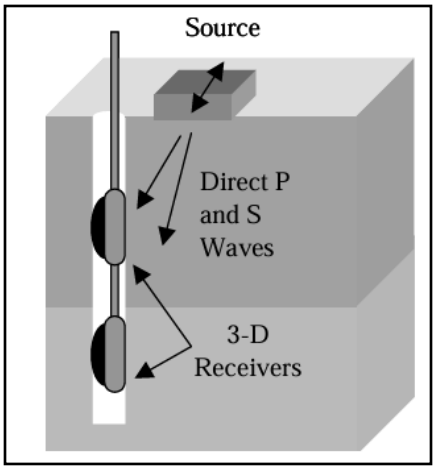


Figura 19 Ensayo downhole (Stokoe y Santamarina, 2000)

- Ensayo crosshole

El método crosshole se ejecuta utilizando dos o tres perforaciones alineadas y separadas por una distancia previamente conocida. En una de ellas se instala la fuente sísmica, mientras que en las restantes se ubican geófonos conectados a un sistema de registro. La señal generada en el sondaje emisor se transmite a través del terreno y es captada por los sensores a distintas profundidades (ver Figura 20). A partir de los tiempos de propagación registrados, es posible determinar tanto la velocidad de ondas de corte (Vs) como la velocidad de ondas compresionales (Vp), de forma análoga al procedimiento downhole.

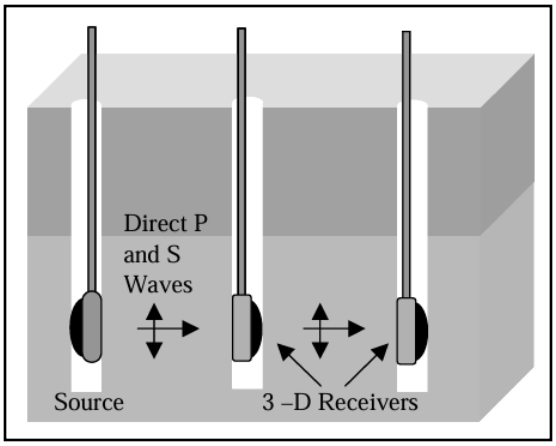


Figura 20 Ensayo crosshole (Stokoe y Santamarina, 2000)

2.6.3.2. Ensayos sísmicos no intrusivos

Entre los métodos sísmicos no intrusivos más utilizados se encuentran la reflexión, la refracción y aquellos basados en la propagación de ondas superficiales. Estos procedimientos se presentan a continuación.

- Reflexión sísmica

La reflexión sísmica constituye uno de los procedimientos más antiguos y ampliamente utilizados en exploración geofísica. El método se basa en disponer una serie de geófonos alineados en superficie en línea recta y espaciados de manera que se conoce la distancia (ver Figura 21). Mediante una fuente activa como un martillo, se genera una perturbación que se transmite a través del subsuelo. Los geófonos, conectados a un sistema de registro, captan el arribo de las ondas reflejadas (ya sean ondas s o p) en las interfaces que separan diferentes estratos. Este procedimiento permite reconocer la posición aproximada de los límites entre capas y, con ello, caracterizar la estratigrafía del terreno.

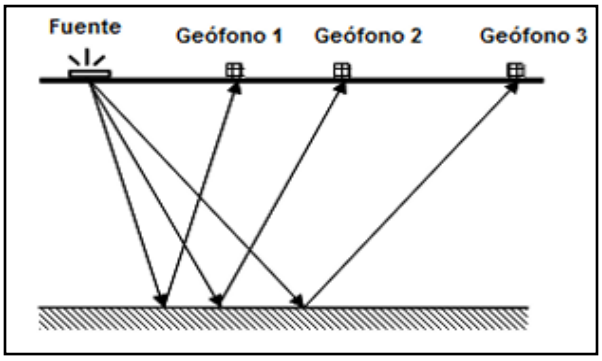


Figura 21 Ensayo reflexión Sísmica (Peredo, 2011)

- Refracción sísmica

La refracción sísmica emplea un procedimiento de terreno semejante al de la reflexión, aunque difiere en el tipo de señal registrada. En este caso, el interés está en las ondas que resultan críticamente refractadas al atravesar un estrato más rápido (V2) situado bajo otro de menor velocidad (V1) (ver Figura 22). A partir de estas primeras llegadas es posible estimar la velocidad de compresión (Vp); no obstante, la determinación de la velocidad de corte (Vs) es mucho más compleja, pues exige un análisis detallado y experiencia en la interpretación de sismogramas. Una limitación importante de este método es que únicamente permite identificar capas cuya rigidez aumenta progresivamente con la profundidad (Milsom, 2003). Pese a ello, su aplicación es frecuente para estimar la profundidad de la roca, reconocer interfaces y obtener valores de velocidad en los distintos estratos.

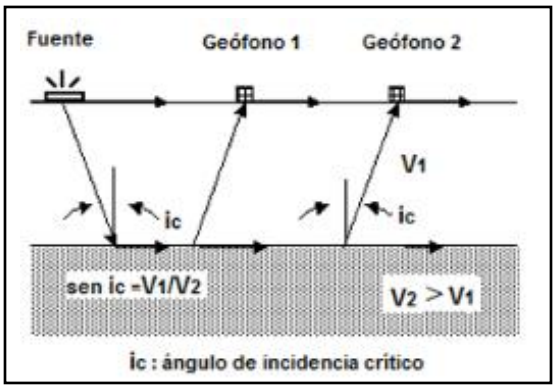


Figura 22 Ensayo refracción sísmica (Peredo, 2011)

2.7. Fragilidad

La fragilidad se entiende como la probabilidad condicional de que un suelo susceptible alcance o supere un estado de licuación dado un nivel específico de intensidad sísmica. Este concepto refleja la vulnerabilidad inherente del depósito frente a diferentes niveles de amenaza sísmica y se representa mediante curvas de fragilidad, que relacionan parámetros de demanda sísmica como la aceleración máxima del terreno (PGA), la velocidad máxima (PGV) o la aceleración espectral (Sa) con la probabilidad de ocurrencia de licuación (Porter, 2021).

La susceptibilidad a la licuación no depende únicamente de las propiedades intrínsecas del suelo, sino también de la interacción entre sus condiciones iniciales (densidad relativa, contenido de finos, grado de saturación) y las características del sismo. Por ejemplo, suelos con alta saturación y baja densificación presentan una probabilidad de licuación significativamente mayor que suelos más densos o parcialmente saturados. De forma análoga a lo observado en estructuras, existen condiciones en las que el incremento de ciertas variables como la duración del sismo o el contenido de energía acumulada modifica la probabilidad. (Karim & Yamazaki, 2007).

Las curvas de fragilidad, en este contexto, se utilizan como herramienta para cuantificar la respuesta sísmica de suelos susceptibles, incorporando incertidumbres en las propiedades del terreno, variabilidad espacial y aleatoriedad de los movimientos sísmicos. Estas curvas permiten estimar no solo la probabilidad de licuación superficial, sino también su desarrollo en profundidad, en función de la intensidad sísmica considerada y del parámetro de ingeniería elegido como indicador (Hernández Morales, 2021).

Su representación matemática suele adoptar la forma de una función de distribución acumulativa lognormal, que relaciona la intensidad sísmica (Engineering Demand Parameter, EDP) con la probabilidad de licuación o excedencia de un estado límite (Damage Measure, DM) (Moehle & Deierlein, 2004).

La construcción de estas curvas requiere combinar análisis dinámicos (numéricos o experimentales) con un enfoque probabilístico. Inicialmente se definen estados límite de licuación basados en indicadores como el exceso de presión de poros ($\Delta u/\sigma' \geq 1$) o la deformación cortante umbral ($\gamma \geq 0.03$ %). Luego, se ejecutan simulaciones con registros sísmicos reales que cubren un rango amplio de intensidades. Los resultados obtenidos en términos de probabilidades de licuación para cada intensidad se ajustan estadísticamente a un modelo lognormal mediante regresión probabilística, obteniendo así la curva de fragilidad correspondiente (Mata et al., 2025).

2.8. Modelación numérica opensees

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) es una plataforma de software de código abierto ampliamente utilizada para realizar modelaciones y analizar el comportamiento sísmico en estructuras y geotecnia.

La modelación numérica mediante elementos finitos permite replicar con alta fidelidad el comportamiento dinámico de suelos ante solicitaciones sísmicas. En particular, para evaluar el potencial de licuación en capas granulares, plataformas como OpenSees resultan fundamentales, ya que, permiten integrar modelos constitutivos avanzados que simulan la generación de presión de poros y la pérdida progresiva de rigidez.

Mediante este tipo de simulación, es posible analizar como diferentes parámetros influyen en el comportamiento del suelo, como, por ejemplo: el contenido de finos, la densidad relativa y la intensidad del esfuerzo cíclico. Además, permite validar resultados experimentales como los obtenidos en ensayos triaxiales o de corte directo, facilitando la interpretación de la respuesta del suelo en condiciones complejas que no siempre pueden ser reproducidas en laboratorio. Optimiza el diseño y evalúa que tan eficaz es un suelo para diferentes condiciones sísmicas. (Kechidi, et al. 2021).

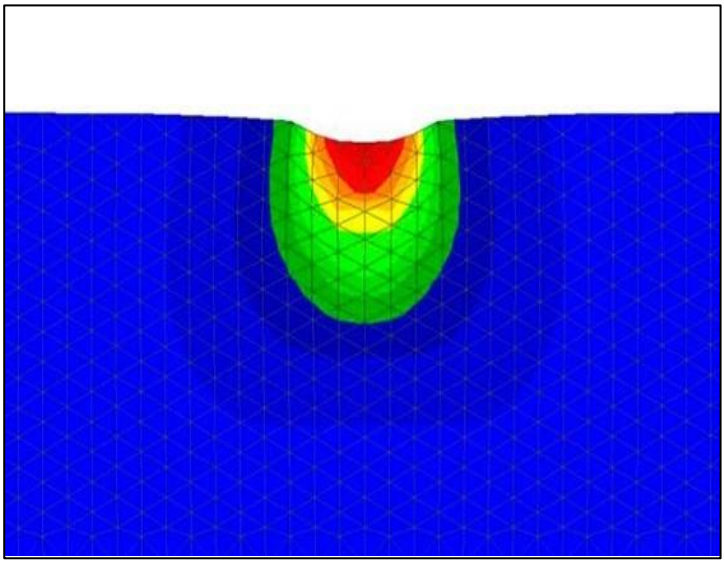


Figura 23 Elementos Finitos en un Modelo de Geotecnia (Guanchez, E. 2025).

2.9. Investigaciones previas más relevantes sobre licuación, contexto chileno.

2.9.1. Montalva et al. (2022): Chilean Liquefaction Case History Database

El trabajo desarrollado por Montalva et al. (2022) representa un hito fundamental en la caracterización del fenómeno de licuación en contextos de subducción, particularmente en Chile. El estudio presenta una base de datos única en su tipo, compuesta por 209 sitios georreferenciados donde se identificaron manifestaciones superficiales de licuación, sitios marginales y lugares donde no se observó evidencia alguna del fenómeno, tras los principales terremotos recientes ocurridos en el país: Maule 2010 (Mw 8.8), Iquique 2014 (Mw 8.1), Illapel 2015 (Mw 8.3) y Melinka 2016 (Mw 7.6).

Cada sitio incluye información geotécnica detallada, como ensayos SPT, CPTu y Vs30, además de parámetros de intensidad sísmica registrados o estimados (como PGA, intensidad Arias, duración significativa, entre otros). Esta base de datos también considera información estratigráfica, niveles freáticos, características de la superficie (por ejemplo, evidencia de grietas, eyección de arena, asentamientos) y una clasificación del tipo de licuación observada (total, parcial o ausencia).

Lo más destacable de esta investigación es su enfoque sistemático y reproducible, lo que permite el uso de esta base de datos como una herramienta confiable tanto para la calibración local de modelos empíricos, como para la evaluación probabilística del riesgo de licuación en Chile. La iniciativa establece un estándar en la documentación de eventos de licuación en zonas de subducción y constituye una referencia obligada para futuros estudios orientados al ajuste y validación de criterios internacionales en contextos sísmicos particulares.

Además, la creación de esta base ha facilitado el desarrollo de investigaciones posteriores, como modelos de regresión logística, calibración de curvas CRR específicas para suelos chilenos y validaciones de modelos numéricos dinámicos. En definitiva, Montalva et al. (2022) proporcionan el primer gran compendio nacional de datos de licuación observado.

2.9.2. Santiago et al. (2025): Evaluación de la licuación inducida por terremotos de subducción de gran magnitud

El estudio de Santiago, Ledezma y Tiznado (2025) constituye un aporte significativo al entendimiento del fenómeno de licuación en contextos de subducción, caracterizados por terremotos de gran magnitud y larga duración, como los ocurridos en Chile. A diferencia de los procedimientos simplificados tradicionales basados en relaciones CSR/CRR y calibrados mayoritariamente con terremotos corticales de menor magnitud, los autores desarrollaron un enfoque numérico-probabilístico avanzado capaz de capturar la complejidad de los eventos de subducción.

La investigación se fundamenta en el desarrollo y validación de un modelo numérico tridimensional en OpenSees, empleando el modelo constitutivo PressureDependMultiYield02 (PDMY02) para representar el comportamiento no lineal de suelos granulares saturados. Dicho modelo fue validado mediante ensayos de centrifugación dinámica y luego aplicado en un extenso programa de 6320 simulaciones acopladas de tensión efectiva, considerando perfiles estratificados de suelo y una base de datos de 158 movimientos sísmicos de subducción interplaca (Mw 7.6–9.0), obtenidos de registros internacionales y chilenos (CSN, SIBER RISK, USGS).

Como criterios de disparo de licuación, el estudio utilizó tanto la relación de presión de poros excesiva (ru) como la deformación cortante acumulada, definiendo umbrales críticos de ocurrencia. A partir de estas simulaciones, se desarrolló un procedimiento probabilístico simplificado que permite estimar la probabilidad de licuación completa, marginal o nula en función de medidas de intensidad sísmica.

Entre los hallazgos más relevantes, se demostró que parámetros evolutivos como la Intensidad de Arias (AI), la Velocidad Absoluta Acumulada (CAV) y la Intensidad del Espectro de Velocidad (VSI) presentan mayor capacidad predictiva de licuación. Asimismo, los resultados evidencian que los modelos clásicos subestiman el rol de la duración sísmica y de la acumulación progresiva de energía en el desarrollo del fenómeno.

Como conclusión, Santiago et al. (2025) resaltan la necesidad de avanzar hacia

modelos calibrados específicamente para escenarios de subducción, incorporando predictores basados en intensidad acumulativa y en respuesta no lineal del suelo, con el fin de mejorar la confiabilidad de las evaluaciones de susceptibilidad a licuación en regiones como Chile.

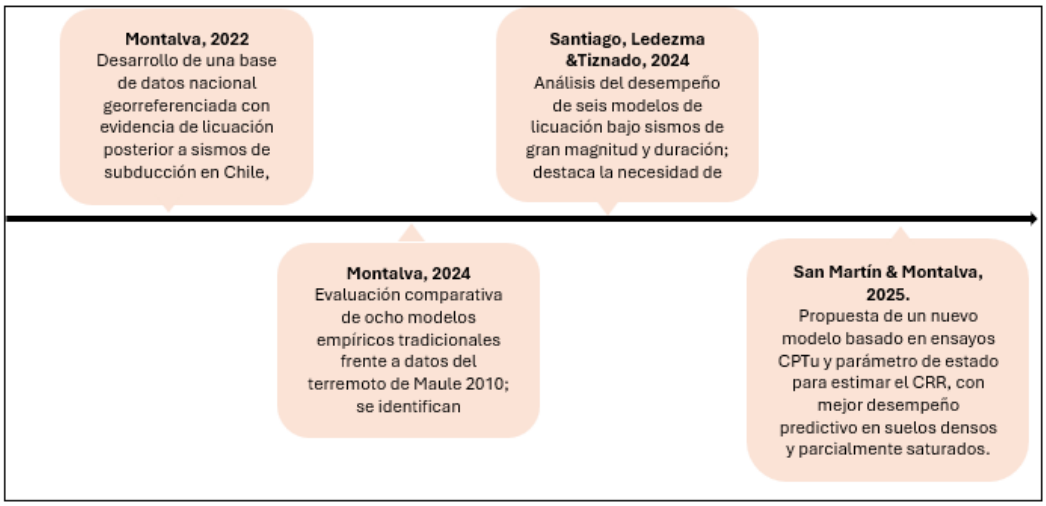


Figura 24 línea de tiempo de estudios de licuación. (Elaboración Propia).

2.10. Marco Normativo

La evaluación del potencial de licuación ha sido abordada por múltiples normativas internacionales y nacionales, debido a la importancia de este fenómeno en el diseño sísmico de obras civiles. Aunque los enfoques varían entre regiones, el objetivo común es mitigar el riesgo geotécnico asociado a la pérdida de resistencia cíclica en suelos saturados bajo cargas sísmicas.

2.10.1. Marco Normativo Chileno

En Chile, la Norma Chilena NCh 433.Of 1996 Modificada en 2012, que regula el diseño sísmico de edificaciones, no establece explícitamente criterios o metodologías para evaluar licuación, ya que, se enfoca principalmente en aspectos estructurales. No obstante, cuando el perfil geotécnico del terreno presenta materiales susceptibles, como arenas sueltas y saturadas, los ingenieros deben abordar este fenómeno utilizando criterios técnicos reconocidos. Además, los organismos revisores del proyecto pueden exigir dicha evaluación como parte de la

memoria de cálculo geotécnico.

Un marco normativo más específico lo constituye el Decreto Supremo N°61 (DS61) del Ministerio de obras públicas (MOP) o bien el respectivo Manual de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas (MOP), que aprueba el Reglamento de Diseño Sísmico para Obras de Infraestructura. Estas normas exigen evaluar fenómenos de inestabilidad dinámica del terreno, tales como licuación, pérdida de capacidad portante, asentamientos inducidos por sismos y deslizamientos, en proyectos como puentes, carreteras, embalses, aeropuertos y puertos. Aunque el reglamento no prescribe métodos específicos, establece que deben utilizarse procedimientos validados a nivel nacional o internacional.

En la práctica chilena, los métodos más comunes aplicados para evaluar licuación se basan en los modelos clásicos desarrollados en zonas tectónicas crustal, como los propuestos por Seed & Idriss (1971), Cetin et al. (2004), Boulanger & Idriss (2014) y Robertson & Wride (1998) para CPTu. Sin embargo, investigaciones como las que se mencionaron (Montalva et al., 2022; Santiago et al., 2025) han evidenciado que estos modelos tienden a sobreestimar la licuación en contextos de subducción, debido a diferencias significativas en la duración del movimiento, la saturación parcial del suelo y la estratigrafía local.

Frente a estas limitaciones, se ha promovido el uso de criterios complementarios ajustados al contexto chileno. En particular, destaca el trabajo menciondo de Montalva et al. (2022), quienes desarrollaron una base de datos nacional de casos de licuación observada, la cual ha permitido calibrar modelos empíricos locales y validar simulaciones numéricas dinámicas.

Asimismo, diversas instituciones como CIGIDEN, proyecto EASER junto a universidades y centros de investigación, están elaborando actualmente una Guía Metodológica Nacional para la Evaluación del Riesgo por Licuación, la cual busca establecer lineamientos específicos, considerando la amenaza sísmica chilena y la naturaleza de los suelos locales.

2.10.2. Marco Normativo Internacional de Referencia

Aunque no tienen carácter obligatorio en Chile, diversas guías extranjeras son comúnmente utilizadas como referencia técnica en proyectos de envergadura o donde la normativa local presenta vacíos. Entre las más relevantes se encuentran:

- Estados Unidos:

El NCEER (1997) y la norma ASCE 7-22 estandarizan los métodos empíricos para la evaluación de licuación basados en ensayos SPT y CPT, utilizando expresiones para la razón de esfuerzo cíclico (CSR) y la resistencia cíclica del suelo (CRR).
Estas guías incorporan también recomendaciones para considerar la magnitud del sismo, la duración efectiva del movimiento y el efecto de la profundidad del nivel freático.

- Japón:

Dado su contexto sísmico de subducción, Japón ha desarrollado lineamientos específicos a través de la Japanese Geotechnical Society (JGS) y el Building Standard Law. Estas guías no solo contemplan el uso de métodos empíricos y ensayos de laboratorio, sino que además incorporan factores de corrección para la duración de los movimientos sísmicos y las características de los depósitos aluviales y rellenos costeros, donde se han registrado numerosos casos de licuación (ej. terremoto de Niigata, 1964; Tōhoku, 2011). Su experiencia ha servido de referencia internacional, especialmente para países como Chile que comparten un escenario tectónico similar.

- Europa:

El Eurocódigo 8 – Parte 5 (Diseño geotécnico sísmico de cimentaciones) establece la necesidad de evaluar el riesgo de licuación en suelos granulares saturados, ya sea mediante métodos empíricos o análisis numéricos. Se exige que estos procedimientos sean calibrados con información geotécnica local, reforzando la necesidad de contextualizar los modelos utilizados.

3. Metodología

El presente estudio tiene como objetivo evaluar la susceptibilidad a licuación en perfiles estratigráficos representativos de suelos chilenos, considerando tres tipos de fuentes sismogénicas: Crustal (Cortical), Interslab (interplaca) e Intraslab (intraplaca). Para ello se desarrollaron modelos tridimensionales acoplados en OpenSeesPy, empleando el elemento SSPbrickUP (Zienkiewicz, OC y Shiomi, T., 1984) y el modelo constitutivo PressureDependMultiYield02 (Yang, Elgamal y Parra, 2003), capaces de simular el comportamiento cíclico de suelos granulares saturados bajo condiciones no drenadas. Los modelos consideraron una profundidad total de 30 m, correspondiente al espesor del depósito de suelos hasta la aparición de la roca que se encontraba debajo de ellos. En este perfil se definieron tres estratos diferenciados, los cuales fueron sometidos a 378 registros sísmicos reales, variando la posición del nivel freático desde la superficie. La respuesta dinámica, incluyendo desplazamientos, presiones de poros y esfuerzos fue registrada cada un metro, lo que permitió analizar comparativamente el efecto de la señal sísmica, la configuración estratigráfica y la saturación en la probabilidad de licuación.

3.1. Registros Sísmicos

Las señales sísmicas se obtuvieron desde SIBER-RISK, una base de datos desarrollada en el marco de un proyecto FONDECYT que compila acelerogramas de terremotos chilenos con un procesamiento estandarizado y verificable. La plataforma permite filtrar por tipo de evento, magnitud y ubicación, facilitando la selección de registros reales para análisis de licuación (SIBER-RISK, 2017).

Los terremotos empleados en el análisis se clasificaron según su origen tectónico en Crustal (cortical), Interslab (interplaca) e Intraslab (intraplaca), todos ocurridos en Chile. La selección abarcó un rango amplio de magnitudes para cubrir un espectro representativo de intensidades y evaluar la respuesta del suelo bajo distintas demandas sísmicas

A continuación, se muestra el número de registros utilizados y el intervalo de magnitudes asociado a cada tipo de fuente, con el fin de contextualizar la variedad de solicitaciones dinámicas aplicadas a los estratos de suelos modelados.

- Registros sísmicos crustal: Fueron en total 93 registros, con magnitud que varían entre, 3 Mw – 6.6 Mw.
- Registros sísmicos interslab: Fueron en total 156 registros, con magnitud que varían entre, 3 – Mayores de 6 Mw.
- Registros sísmicos intraslab: Fueron en total 129 registros, que varían entre, 3.6 Mw – 8.2 Mw

En la Figura 25 se presentan los espectros de respuesta para cada tipo de fuente sísmica, donde la curva negra corresponde a la mediana de los registros considerados. En el caso de los sismos crustal (corticales), se observa una mayor amplitud en periodos cortos (T < 0.1 s), indicando alta frecuencia y concentración de energía cerca de la superficie. Los sismos interslab (interplaca) muestran valores intermedios de aceleración espectral en rangos de 0.1 s a 1 s, lo que concuerda con su origen en la interacción entre placas y su capacidad de generar eventos de gran magnitud, como el terremoto del Maule de 2010. Finalmente, los sismos intraslab (intraplaca) se observa que, aunque las amplitudes en periodos cortos son más bajas que en otros tipos de eventos, en periodos largos (T > 1 s) se mantienen significativas, lo que refleja la influencia de la deformación interna de la placa de Nazca en profundidad.

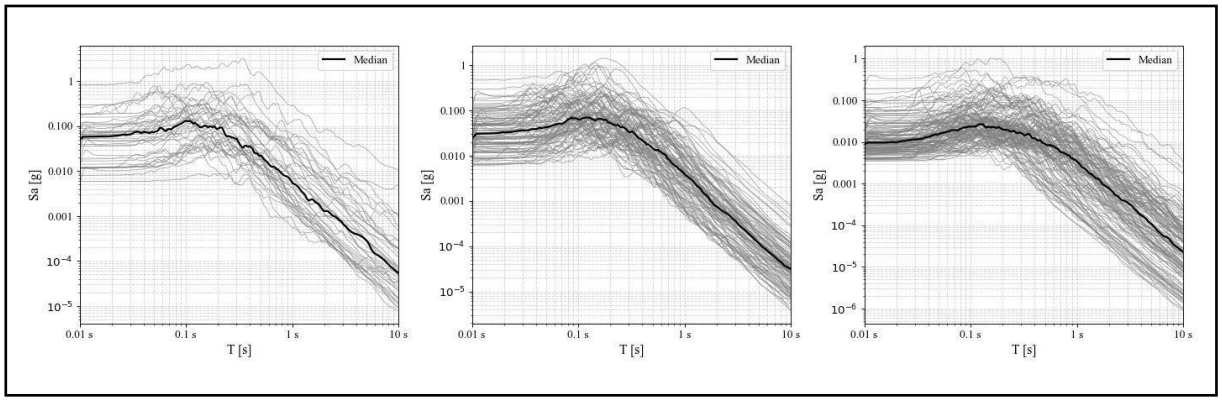


Figura 25 Espectros de Respuesta Sísmica para Eventos Corticales, Interplaca e Intraplaca en Chile (elaboración propia).

3.2. Datos de terreno

Los datos empleados en la modelación numérica fueron proporcionados por la empresa Aragón, a partir del informe “Estudio de Mecánica de Suelos Terrenos Sector Ongolmo, Concepción”. Este estudio contempló una campaña de exploración geotécnica y ensayos de laboratorio cuyo objetivo fue caracterizar de forma integral el subsuelo del área de interés. Las actividades desarrolladas incluyeron:

- Ejecución de 6 calicatas con profundidades entre 3 y 4 m, o hasta interceptar el nivel freático.
- Perforación de 2 sondajes de rotación de 30 m de profundidad, con ensayos SPT cada 1 m.
- Realización de 2 ensayos CPTu de hasta 15 m de profundidad o hasta rechazo.
- Levantamiento topográfico de las prospecciones ejecutadas.
- Ejecución de 4 ensayos de medición de ondas superficiales, combinando métodos de fuente activa y pasiva.
- 8 mediciones de vibración ambiental mediante el método de razones espectrales HVSR.
- Un total de 60 ensayos de laboratorio para clasificación completa (granulometría, límites de Atterberg, contenido de humedad natural, gravedad específica y clasificación USCS) en muestras obtenidas de sondaje.
- 2 ensayos triaxiales cíclicos en muestras inalteradas provenientes de sondajes.

A continuación, se presentan las campañas de exploración:

Figura 26 Calicata C-1. (Aragón,2022).

Figura 27 Calicata C-2. (Aragón, 2022).

El terreno estudiado presenta características que incrementan su susceptibilidad a licuación, destacando un nivel freático somero entre la superficie y los 5 m de profundidad y depósitos sedimentarios de gran espesor, constituidos por materiales sueltos y permanentemente saturados. Estas condiciones, combinadas con la sismicidad propia de la región, hacen que el sitio sea altamente propenso a la generación de licuación bajo solicitaciones dinámicas.

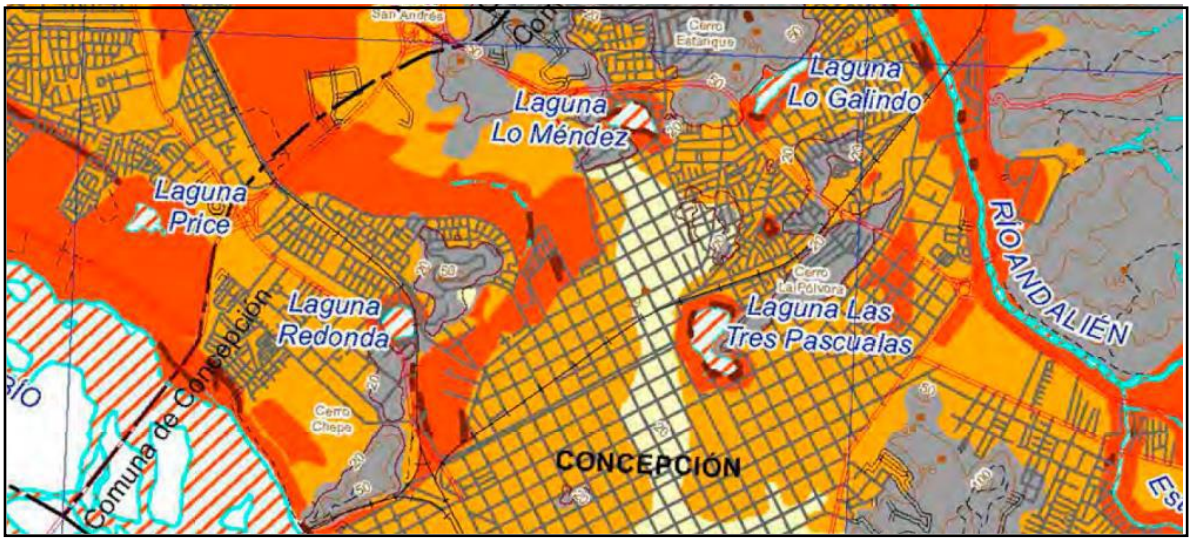


Figura 28 Extracto mapa peligro de licuefacción: área Concepción – Talcahuano – Hualpén – Chiguayante (Falcon et al., 2012).

Cada uno de los estratos geotécnicos fue modelado mediante el modelo constitutivo PressureDependMultiYield02 (PDMY02), una evolución del clásico modelo PressureDependMultiYield, diseñado específicamente para simular el comportamiento cíclico no lineal de suelos granulares saturados. Esta formulación permite capturar de forma precisa fenómenos relevantes en contextos sísmicos como la generación de presión de poros, la degradación de rigidez, y la evolución del comportamiento contractivo o dilatante del suelo ante cargas reversibles.

En la Figura 29 se presenta la sintaxis general utilizada para declarar este tipo de material en OpenSees, destacando parámetros adicionales introducidos en PDMY02 tales como contrac2, contrac3 y dilat3, los cuales permiten considerar efectos históricos de dilatancia y consolidación.

PressureDependMultiYield02 material is modified from **PressureDependMultiYield** material, with: 1) additional parameters ($contrac3 and $dilat3) to account for Kσ effect, 2) a parameter to reflect the influence of previous dilation history on subsequent contraction phase ($contrac2), and 3) modified logic related to permanent shear strain accumulation ($liquefac1 and $liquefac2). **Please visit http://cyclic.ucsd.edu/opensees for examples.**

nDMaterial PressureDependMultiYield02 $tag $nd $rho $refShearModul $refBulkModul $frictionAng $peakShearStra $refPress $pressDependCoe $PTAng $contrac1 $contrac3 $dilat1 $liquefac1 $liquefac2 <$noYieldSurf=20 <$r1 $Gs1 ...> $contrac2=25 $dilat2=1.5 $dilat3=0.5 $e=0.6 $cs1=0.9 $cs2=0.02 $cs3=0.7 $$p_a$$=101>

$contrac3	A non-negative constant reflecting Kσ effect.
$dilat3	A non-negative constant reflecting Kσ effect.
$contrac2	A non-negative constant reflecting dilation history on contraction tendency.
$liquefac1	Damage parameter to define accumulated permanent shear strain as a function of dilation history. **(Redefined and different from PressureDependMultiYield material).**
$liquefac2	Damage parameter to define biased accumulation of permanent shear strain as a function of load reversal history. **(Redefined and different from PressureDependMultiYield material).**
Others	See PressureDependMultiYield material above.

Figura 29 Propiedades multiyield02 (Opensees).

Por su parte, en la Tabla 4 se resume una guía de calibración orientativa proporcionada por OpenSees para diferentes niveles de densidad relativa, desde arenas sueltas hasta arenas densas.

Con base al modelo geotécnico descrito en el “Estudio de mecánica de suelos”, se definieron tres tipos de suelo, siendo los más representativos del modelo entregado en el estudio, los valores se resumen en la Tabla 5, 6 y 7. Los parámetros fueron ajustados considerando la Tabla 4, incluyendo módulos de rigidez, ángulos de fricción, relaciones de vacíos, parámetros de daño (liquefac1, liquefac2) y factores de dilatancia/contracción. Además, se definieron los coeficientes c3 y d3 para representar efectos asociados al estado de esfuerzos laterales in situ (K_0). Si bien los datos fueron utilizados y ajustados del estudio, las configuraciones de los estratos y el nivel de napa freática serán variables para efectos de la realización de esta tesis.

Tabla 4 Tabla valores de suelo según Dr. (Opensees).

	Loose Sand (Dr<30%)	Medium Sand (Dr=30%-50%)	Medium-dense Sand (Dr=50%-70%)	Dense Sand (Dr >70%)
Contrac1	0.73	0.19	0.06	0.01
Contrac2	0.1	0.2	0.5	0.6
rho (ton/m3)	1.7	1.9	2.0	2.1
refShearModul (kPa, at p'_r=80 kPa)	$6x10^4$	$9x10^4$	$11x10^4$	$14x10^4$
refBulkModu (kPa, at p'_r=80 kPa)	$15x10^4$ (K_0=0.5)	$22x10^4$ (K_0=0.47)	$24x10^4$ (K_0=0.43)	$28x10^4$ (K_0=0.4)
frictionAng	30	32	35	38
peakShearStra (at p'_r=80 kPa)	0.1	0.1	0.1	0.1
refPress (p'_r, kPa)	80	80	80	80
pressDependCoe	0.5	0.5	0.5	0.5
PTAng	30	27	27	28
Contrac1	0.256	0.14	0.04	0.01
Contrac3	0.08	0.35	0.1	0.5
dilat1	0.	17	60	150
liquefac1	2	1	0.7	0.3
liquefac2	2	1	0.5	0.2
e	0.85	0.7	0.55	0.45

Tabla 5 Cálculo de Vs30 y T, Condición 1

Condición 1						
Tipo de suelo	Espesor (m)	G (kPa)	ρ (g/cm³)	Vs	Vs30	T (periodo, s)
Limo	9,50	130000	1,90	261,574	199,188	0,602
Arena densa	11,50	90000	2,24	200,446		
Arena suelta	9,00	40000	1,60	158,114		

Tabla 6 Cálculo de Vs30 y T, Condición 2.

Condición 2						
Tipo de suelo	Espesor (m)	G (kPa)	ρ (g/cm³)	Vs	Vs30	T (periodo)
Arena densa	10	90000	2,24	200,446	210,365	0,570
Arena suelta	6,5	40000	1,60	158,114		
Limo	13,5	130000	1,90	261,574		

Tabla 7 Cálculo de Vs30 y T, Condición 3.

Condición 3						
Tipo de suelo	Espesor (m)	G (kPa)	ρ (g/cm³)	Vs	Vs30	T (periodo)
Arena suelta	7,0	40000	1,60	158,114	220,132	0,545
Limo	19,5	130000	1,90	261,574		
Arena densa	3,5	90000	2,24	200,446		

En cuanto a los periodos calculados y Vs 30, se utilizaron las siguientes relaciones:

Ecuación 13 Cálculo de Vs.

$$Vs = \frac{G}{\rho} \tag{13}$$

Ecuación 14 Vs30

$$VS30 = \frac{30}{\frac{hi}{Vsi}} \tag{14}$$

Ecuación 15 Cálculo periodo del suelo

$$T0 = \frac{4*H}{VS30} \text{ ; Con H=30 m} \tag{15}$$

La altura total de los estratos (H) se definió en 30 m, correspondiente al espesor completo del depósito de suelos, bajo el cual se encuentra la roca.

3.3. Modelo calibración: Análisis tridimensional de respuesta de sitio en terrenos inclinados

Como etapa inicial, se realizó la calibración del esquema de modelación numérica mediante la implementación del ejemplo “Three-Dimensional Site Response Analysis of Sloping Ground”, desarrollado por McGann y Arduino (Universidad de Washington) en el marco de la librería OpenSees. Este modelo permite evaluar la

respuesta sísmica tridimensional de un terreno inclinado bajo condiciones de tensión efectiva, considerando el acoplamiento suelo-agua en medios porosos saturados.

El dominio consiste en un talud con pendiente del 2 % perpendicular a la dirección de propagación de la onda sísmica, compuesto por un suelo estratificado no cohesivo sobre roca madre. La geometría se discretiza en una sola columna de elementos sólidos SSPbrickUP, los cuales permiten modelar el comportamiento acoplado entre el esqueleto sólido y la presión de poros bajo condiciones no drenadas. Se aplican condiciones de contorno periódicas en ambas direcciones horizontales para simular un dominio lateralmente infinito y se emplea un amortiguador de Lysmer-Kuhlemeyer (1969) en la base para representar la rigidez finita del medio elástico subyacente.

La solicitación sísmica se introduce en la base del modelo como un historial de velocidad en formato yerbaNSvelocity.out, en dirección como muestra la Figura 30 correspondiente a un registro real, aplicando la formulación de carga propuesta por Joyner y Chen (1975).

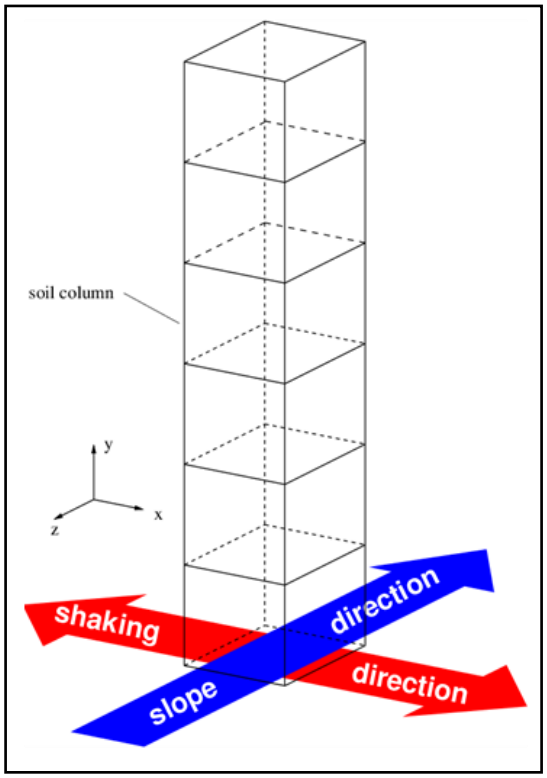


Figura 30 Esquema del modelo de respuesta del sitio en 3D.(Christopher McGann y Pedro Arduino, 2013).

El modelo registra variables como aceleraciones, desplazamientos, esfuerzos y evolución de presión de poros en profundidad. Esta información permite verificar que la configuración numérica y los parámetros de discretización son capaces de reproducir de forma realista la interacción dinámica suelo-agua, antes de ser adaptados a las condiciones estratigráficas y sísmicas específicas evaluadas en el presente estudio. (Ver Figuras 31 y 32)

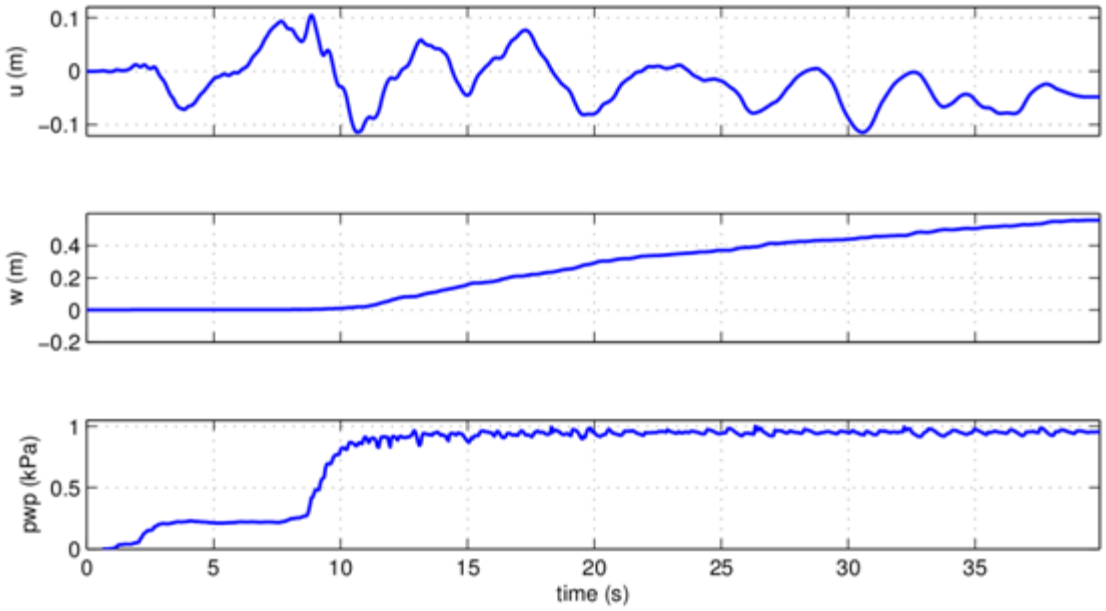


Figura 31 Desplazamientos en dirección de agitación (u) y dirección de pendiente (w) con relación de presión de poro en medio del suelo licuado (Christopher McGann y Pedro Arduino, 2013).

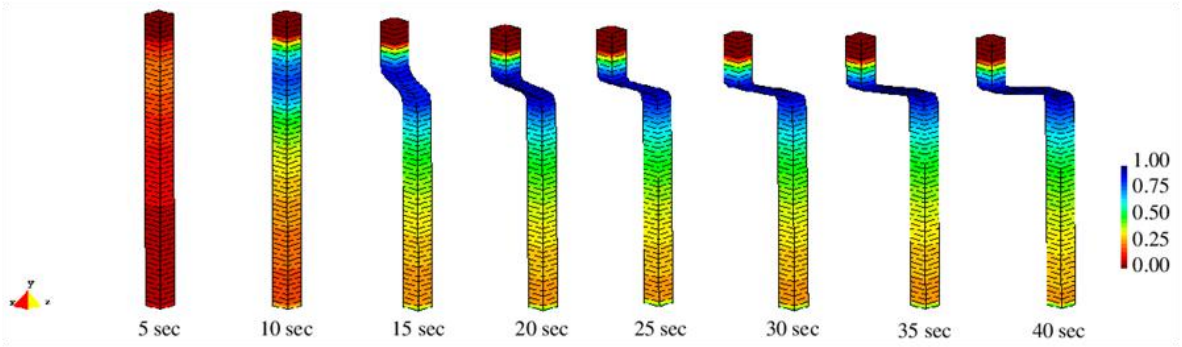


Figura 32 Progresión del desplazamiento pendiente abajo con contornos de la relación de presión de poro (Christopher McGann y Pedro Arduino, 2013).

3.4. Modelo geotécnico tridimensional

La malla del modelo numérico fue discretizada en 30 elementos verticales consecutivos, cada uno con un espesor de 1 metro, lo que permitió capturar en detalle la evolución de variables críticas como la presión de poros, la aceleración y la deformación a lo largo de la profundidad del perfil.

El depósito de suelo modelado está constituido por tres capas geotécnicamente diferenciadas, asignadas según su profundidad y propiedades representativas según lo informado en el informe mecánica de suelo. Cada una de estas capas presenta características mecánicas e hidráulicas particulares, lo que permite simular adecuadamente su respuesta ante solicitaciones dinámicas.

Asimismo, se consideró una profundidad del nivel freático variable desde la superficie, con el objetivo de evaluar el comportamiento del perfil estratigráfico bajo diferentes condiciones de saturación: totalmente saturado, parcialmente saturado y no saturado. Esta configuración permite analizar cómo la presencia o ausencia de agua en los poros influye en la generación de presión intersticial y, por ende, en el potencial de licuación de los distintos estratos.

El modelo tridimensional fue discretizado utilizando el elemento SSPbrickUP de OpenSeesPy, el cual corresponde a un elemento finito hexaédrico de 20 nodos, con nodos ubicados únicamente en las esquinas del cubo. Cada celda del dominio presenta dimensiones de 1 m × 1 m × 1 m, resultando en una malla estructurada regular que permite representar el comportamiento dinámico acoplado del suelo saturado bajo condiciones no drenadas (ver Figura 33).

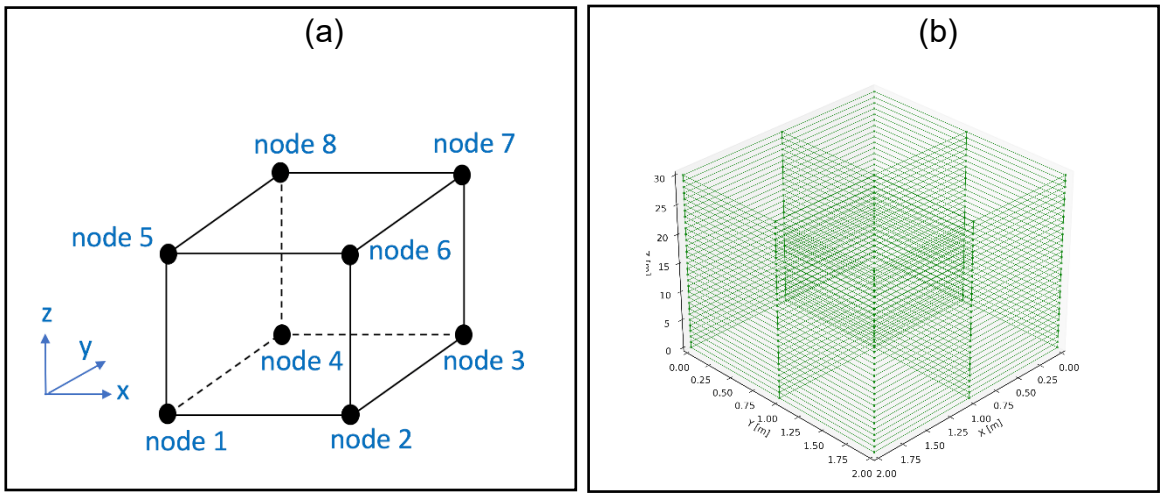


Figura 33 Modelo Geotécnico. (Elaboración Propia).

3.5. Configuración estratigráfica y condiciones de napa freática

Con el propósito de evaluar el efecto del nivel freático y la disposición estratigráfica en la respuesta dinámica de suelos susceptibles a licuación, se desarrollaron nueve modelos geotécnicos tridimensionales con configuraciones diferenciadas. Cada uno de estos modelos representa una condición particular que combina distintos espesores de capas, profundidades del nivel freático y distribución vertical de materiales, permitiendo analizar el comportamiento del sistema ante distintas situaciones de saturación y configuración de materiales.

El enfoque adoptado permite simular escenarios realistas que pueden encontrarse en zonas del centro-sur de Chile, donde la presencia de suelos no cohesivos de origen aluvial o coluvial como arenas limosas de distinta densidad y limos arenosos de baja plasticidad son relativamente comunes, y donde las variaciones en el nivel freático estacional o inducido por eventos externos (precipitaciones, mareas, obras civiles) influyen significativamente en la estabilidad sísmica del terreno.

Los perfiles modelados consideran una profundidad constante de 30 metros y presentan combinaciones de tres tipos principales de materiales: arena suelta (alta susceptibilidad a licuación), arena densa (baja compresibilidad y mayor resistencia al corte), y limo arenoso no plástico (capaz de retener agua y modificar el patrón de drenaje). Las condiciones de napa freática fueron asignadas a distintas profundidades desde la superficie, esto con el objetivo de generar zonas completamente saturadas, parcialmente saturadas y no saturadas, lo cual resulta clave para simular distintos grados de vulnerabilidad ante excitaciones sísmicas.

Esta metodología permite evaluar cómo la ubicación del nivel freático y la profundidad del estrato licuable condicionan la generación de presiones de poros, la acumulación de deformaciones y el potencial desarrollo de licuación. A continuación, se presentan en detalle las tres condiciones modeladas, incluyendo su perfil estratigráfico y la posición relativa del nivel freático.

Condición 1

El perfil modelado se compone de tres estratos de suelos, codificados en función del nivel freático. Desde 0 m hasta los 9 m se presenta un depósito de limo. Entre los 9 y 20,5 m se desarrolla una capa de arena densa de granulometría variable, mientras que desde los 20,5 hasta los 30 m se dispone una arena suelta, luego roca.

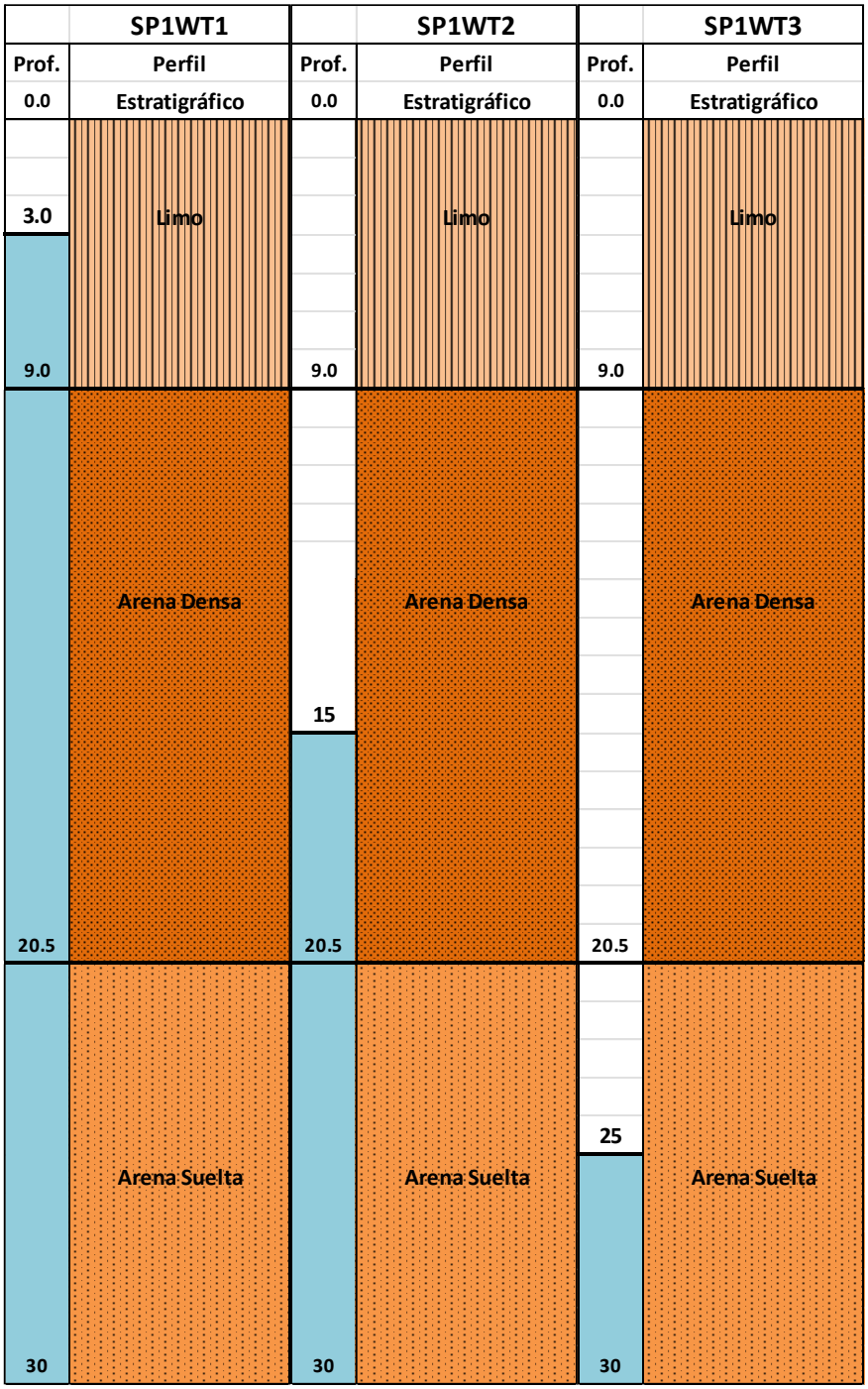


Figura 34 Modelo Geotécnico, Condición 1. (Elaboración propia).

Condición 2

El perfil modelado se compone de tres estratos de suelos, codificado en función del nivel freático y la nueva configuración de los estratos. Desde la superficie hasta los 5 m se presenta una arena densa. Entre los 5 y 20 m se desarrolla una capa de arena suelta, altamente susceptible a licuación, mientras que desde los 20 hasta los 30 m se dispone un limo de baja plasticidad, bajo el cual se encuentra la roca.

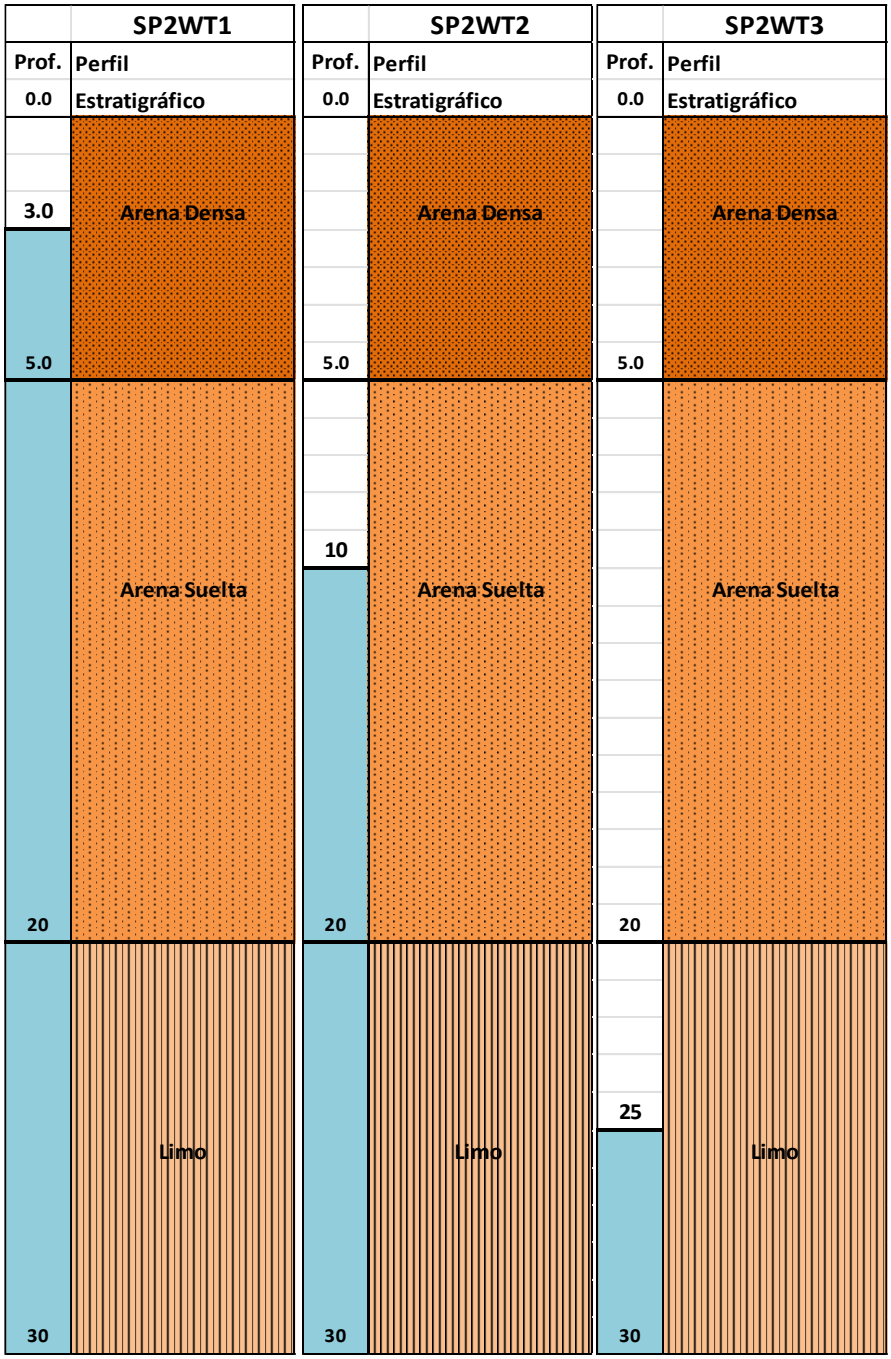


Figura 35 Modelo Geotécnico, Condición 2. (Elaboración propia).

Condición 3

El perfil modelado se compone de tres estratos de suelos, establecidos en función del nivel freático. Desde la superficie hasta los 6 m se presenta una capa de arena suelta. Entre los 6 y 16 m se dispone un limo de baja plasticidad, mientras que desde los 16 hasta los 30 m se desarrolla una arena densa, bajo la cual se encuentra la roca.

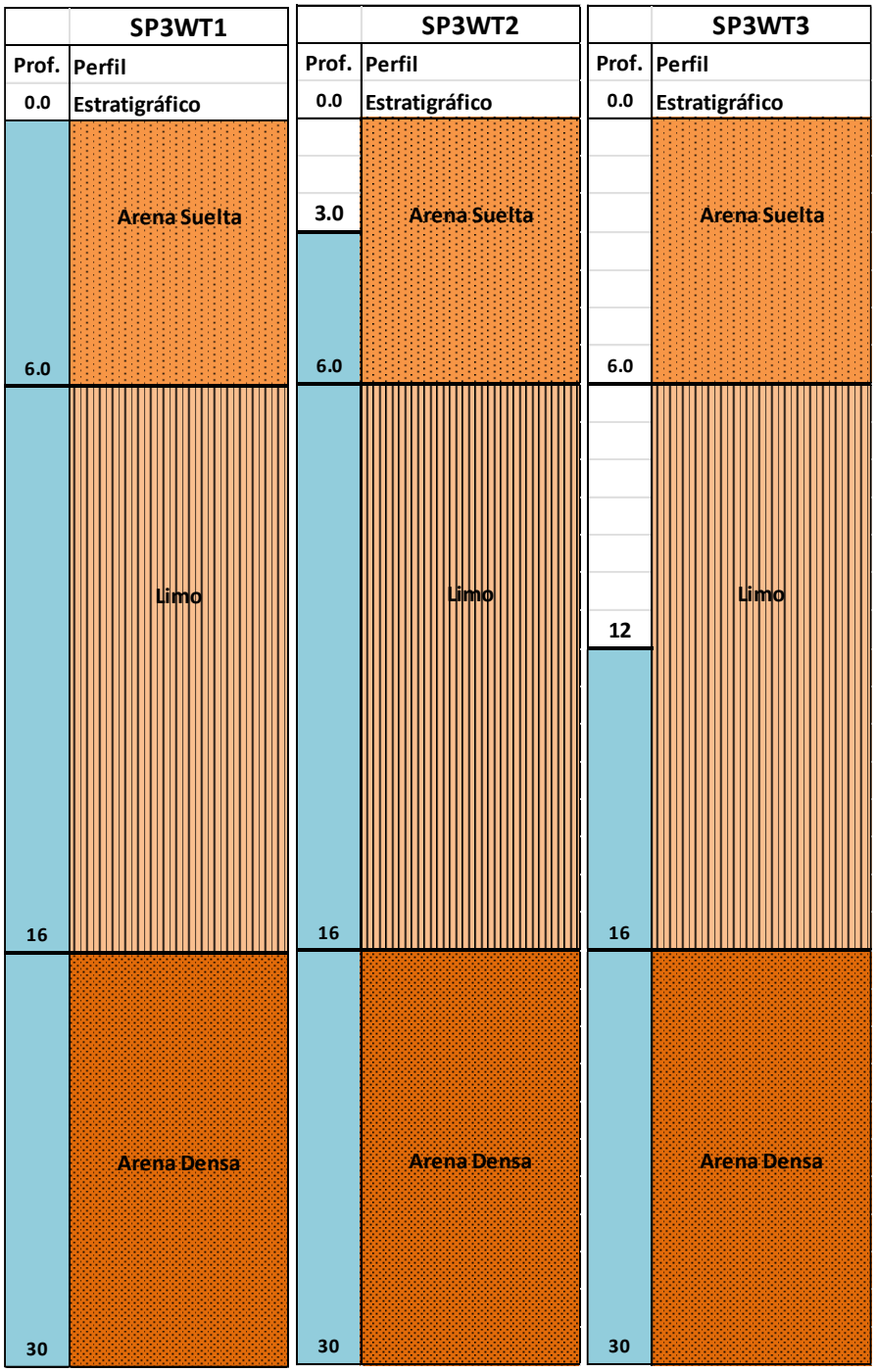


Figura 36 Modelo Geotécnico, Condición 3, (Elaboración propia).

3.6. Condiciones de Borde y Acoplamiento

Con el objetivo de representar de manera realista la interacción dinámica entre el depósito de suelo y el basamento rocoso, se implementaron condiciones de frontera en la base y los bordes laterales del modelo. En este caso, la roca se ubica a 30 m, por lo que dicha cota fue definida como el límite inferior del dominio numérico. Estas condiciones permiten controlar los bordes del modelo y evitar la acumulación artificial de energía que podría distorsionar los resultados del análisis.

En la base del modelo se incorporaron elementos tipo zeroLength junto con amortiguadores viscosos (Lysmer dashpots), los cuales permiten simular la capacidad de disipación del basamento mediante fuerzas proporcionales a la velocidad de deformación. A diferencia de considerar un medio rocoso perfectamente rígido, esta técnica representa una rigidez equivalente, lo que posibilita la transmisión de ondas hacia fuera del dominio sin que estas se reflejen en el límite inferior. En términos de la formulación de Lysmer y Kuhlemeyer (1969), dichos amortiguadores simulan la disipación de energía por radiación, de manera que el modelo imita un medio semi-infinito y se reducen los costos computacionales frente a extender la malla.

Para la calibración se consideró una velocidad de onda de corte del basamento de Vs = 500 m/s, valor que controla los coeficientes de rigidez y amortiguamiento en los dashpots, asegurando que el movimiento sísmico se transmita de forma realista.

En los laterales, se aplicaron restricciones de tipo equalDOF en la dirección horizontal, igualando los desplazamientos entre nodos opuestos en los bordes verticales. Esta estrategia representa condiciones periódicas que simulan un medio continuo e infinito en la dirección horizontal, evitando así concentraciones artificiales de energía o confinamiento lateral.

Finalmente, la base del dominio fue completamente restringida en el grado de libertad vertical (uZ) y parcialmente restringida en los grados de libertad horizontales (uX, uY), con el fin de garantizar la estabilidad del modelo sin introducir sobre-restricciones que pudieran interferir con la propagación del movimiento sísmico.

3.7. Estados de Carga

3.7.1. Análisis Gravitacional

Previo al análisis dinámico, se ejecutó una fase de análisis gravitacional cuasiestático para establecer el estado tensional inicial en el modelo. Esta etapa se llevó a cabo en dos fases: (i) una primera fase elástica para estabilizar el sistema, seguida por (ii) una fase plástica en la cual se activa el comportamiento no lineal del modelo constitutivo PDMY02. En ambas secciones se empleó el método de integración transitoria de Newmark ($\gamma = 0.5$, $\beta = 0.25$), utilizando parámetros de amortiguamiento Rayleigh ajustados al periodo natural del perfil (T_0).

3.7.2. Análisis Dinámico con Registros Sísmicos Reales

Para evaluar la susceptibilidad a licuación bajo escenarios representativos de la sismicidad chilena, se aplicaron 378 registros sísmicos reales, diferenciados por su fuente tectónica (intraslab, intersalb y crustal). Estos registros fueron previamente procesados mediante corrección de línea base y filtrado de frecuencias, con el objetivo de eliminar el ruido instrumental y preservar únicamente el contenido frecuencial relevante para el análisis. Posteriormente, se ajustaron a la condición de roca en la base del modelo.

Cada señal, preprocesada en Excel y leída mediante un script en Python, fue aplicada como serie temporal en las direcciones X e Y en la interfaz roca-suelo del modelo. Los análisis dinámicos se configuraron como transitorios variables, empleando integración de Newmark con paso de tiempo controlado por la condición de estabilidad CFL (Courant–Friedrichs–Lewy). La respuesta del suelo se registró en nodos centrales a diferentes profundidades, obteniendo desplazamientos, presiones de poro, aceleraciones, esfuerzos y deformaciones, lo que permitió evaluar los criterios de licuación y determinar la profundidad de ocurrencia para cada escenario sísmico.

4. Resultados y análisis

4.1. Evolución del esfuerzo vertical y presión de poros

En esta primera etapa, se analizó la evolución temporal del esfuerzo vertical efectivo y del exceso de presión de poros en distintos puntos de control y profundidades, bajo diferentes configuraciones estratigráficas y condiciones de nivel freático. Este análisis inicial permitió validar el comportamiento del modelo numérico, verificando que las variaciones de carga efectiva y presión intersticial durante las solicitaciones sísmicas fueran coherentes con la respuesta física esperada.

Dado el volumen de resultados, superior a 6.000 gráficas para estas dos variables, en este capítulo se presentan únicamente casos representativos con fines ilustrativos. Estos ejemplos permiten comparar la respuesta entre perfiles de suelo y tipos de excitación, identificando tanto la magnitud como la velocidad de acumulación de presión de poros y la reducción del esfuerzo efectivo a lo largo del tiempo.

Se observó que la posición del nivel freático ejerce un control directo sobre el inicio y la magnitud de la generación de presión de poros. El incremento se produce de forma consistente en zonas completamente saturadas, mientras que las capas no saturadas presentan variaciones mínimas o nulas. Este comportamiento coincide con lo reportado en la literatura, donde la saturación total favorece la transmisión de esfuerzos a través del fluido intersticial y, por ende, la acumulación de presión bajo carga cíclica (Seed & Idriss, 1971; Kramer, 1996).

En cuanto al esfuerzo efectivo, la reducción más pronunciada se presenta cuando el estrato licuable se ubica en las zonas de mayor solicitación sísmica. Este efecto se intensifica con niveles freáticos someros, debido al menor confinamiento efectivo inicial, lo que facilita la acumulación de presión intersticial.

El análisis conjunto de ambas variables confirma la relación inversa y complementaria entre ellas: a medida que la presión de poros aumenta, el esfuerzo efectivo disminuye. Este patrón es característico del proceso de licuación, en el que la resistencia al corte se degrada progresivamente hasta alcanzar estados críticos con $r_u \approx 1$.

La influencia del tipo de solicitación sísmica también es significativa:

- Interslab: mayor duración y contenido energético, acumulación sostenida de presión de poros y reducción progresiva del esfuerzo efectivo.
- Intraslab: alta frecuencia y amplitud, generando peaks abruptos de presión de poros, pero con acumulación menos sostenida.
- Crustal: efectos rápidos y localizados en capas superficiales, con mayor incidencia cuando el nivel freático es somero.

En conjunto, estos resultados confirman que la hidrogeología del perfil (posición del nivel freático) y la naturaleza del movimiento sísmico son factores determinantes en la evaluación del potencial de licuación, en concordancia con estudios previos (Seed & Idriss, 1971; Kramer, 1996; Boulanger & Idriss, 2014).

A continuación, se presentan los casos seleccionados a partir del modelo numérico desarrollado en OpenSeesPy, el cual contempla perfiles de suelo con distintas configuraciones estratigráficas y condiciones de saturación, sometidos a 378 registros sísmicos chilenos clasificados según su fuente sismogénica, sin embargo, los resultados son para un tipo de sismo, cada uno para fines de ilustrar.

4.1.1. Crustal

4.1.1.1. Condición 1

- Nivel freático a 3 m: La respuesta muestra un aumento rápido de presión de poros en los primeros desde los 3 m, que es lo que se espera por el nivel de la napa freática, además existe una reducción del esfuerzo efectivo con claridad desde los 20 m.

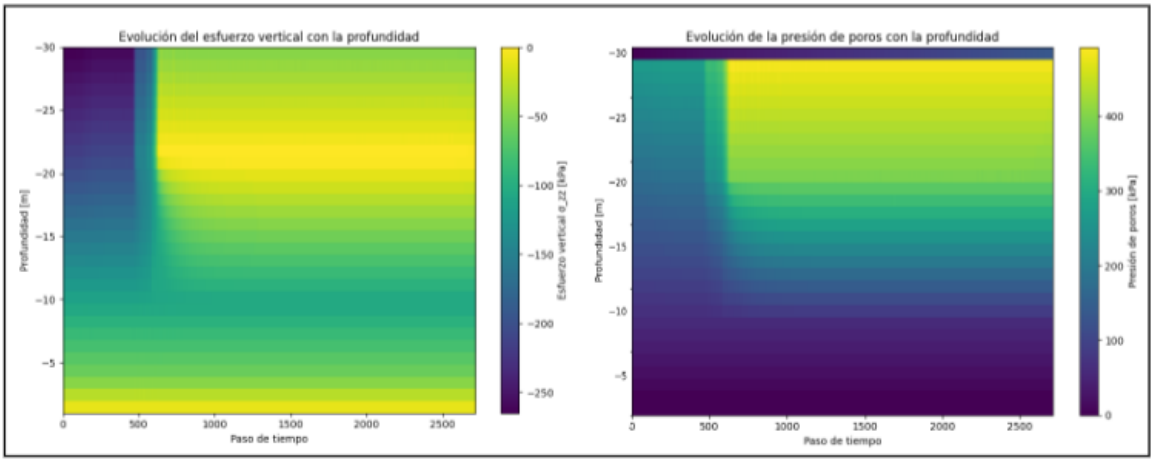


Figura 37 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT1-Crustal. (Elaboración propia)

- Nivel freático a 15 m: Se observa un incremento moderado de presión de poros concentrado debajo de los 15 m a medida que pasa el sismo, con reducción del esfuerzo efectivo por debajo de los 15 m en instantes de tiempo entre 500 s y 1500 s y luego recupera su capacidad.

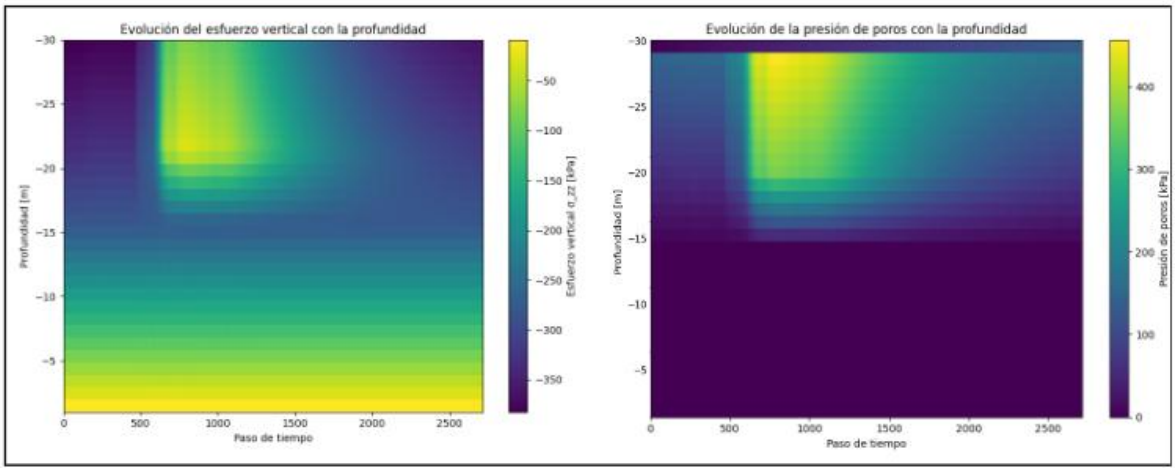


Figura 38 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT2-Crustal. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 25 m: No existe una influencia prácticamente de la presión de poros, insignificante reducción de la resistencia en los últimos 5 m.

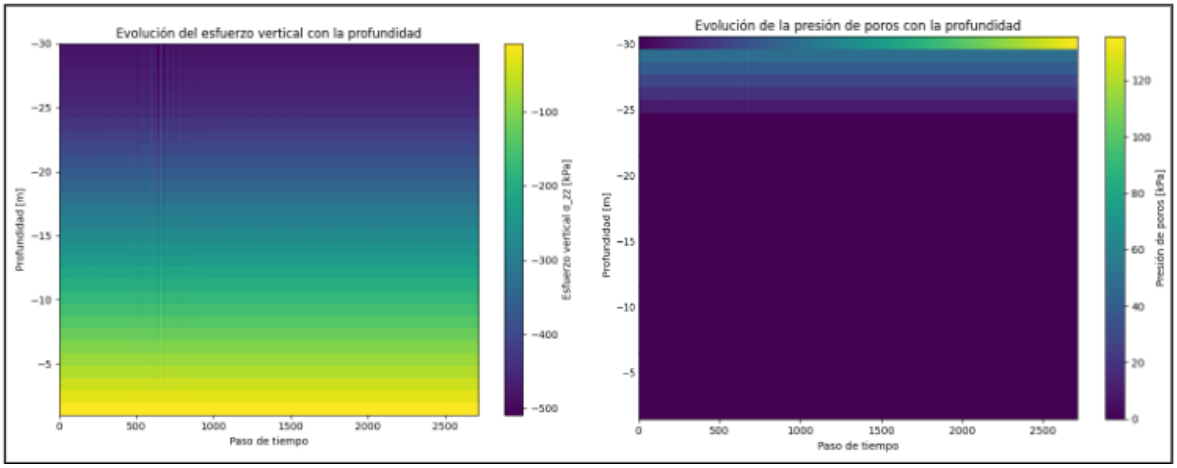


Figura 39 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT3-Crustal. (Elaboración propia).

4.1.1.2. Condición 2

- Nivel freático a 3 m: Se logra observar un aumento de la presión de poros bajo los 3 m y una disminución de resistencia aparente desde los 500 (s) del sismo.

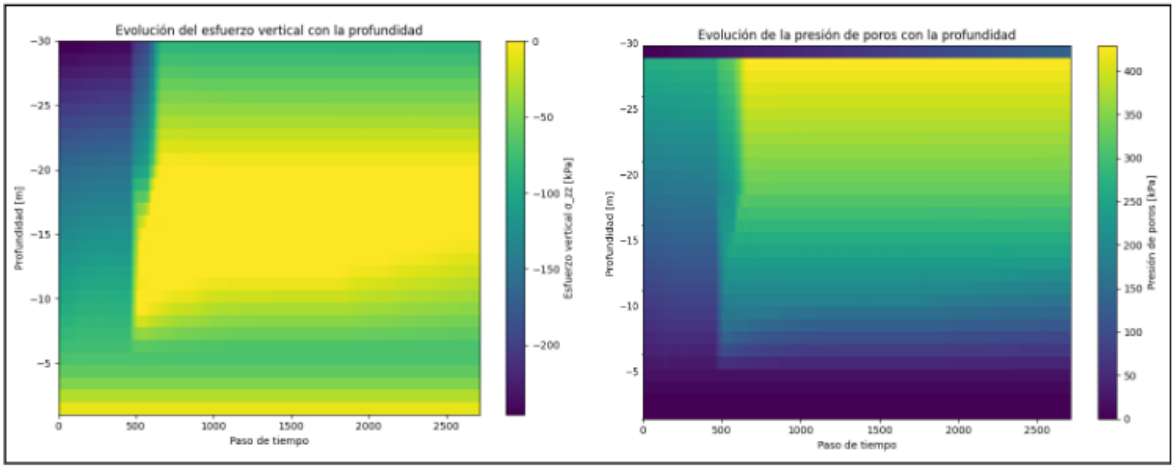


Figura 40 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT1-Crustal. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 10 m: Se logra apreciar un incremento de la presión de poros desde los 10 m y disminución del esfuerzo desde los 500 (s) en adelante.

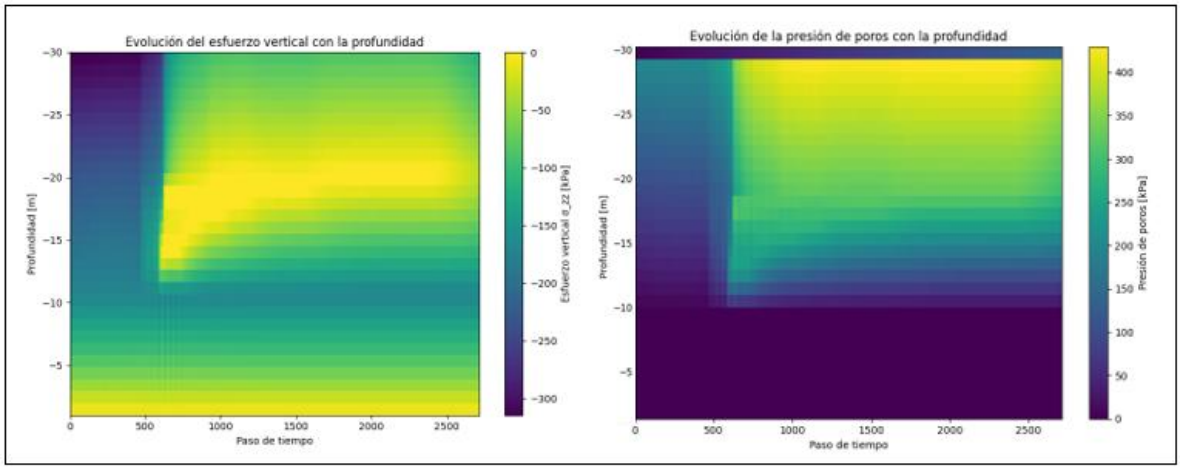


Figura 41 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT2-Crustal. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 25 m: No hay influencia del Nivel freático en el estrato.

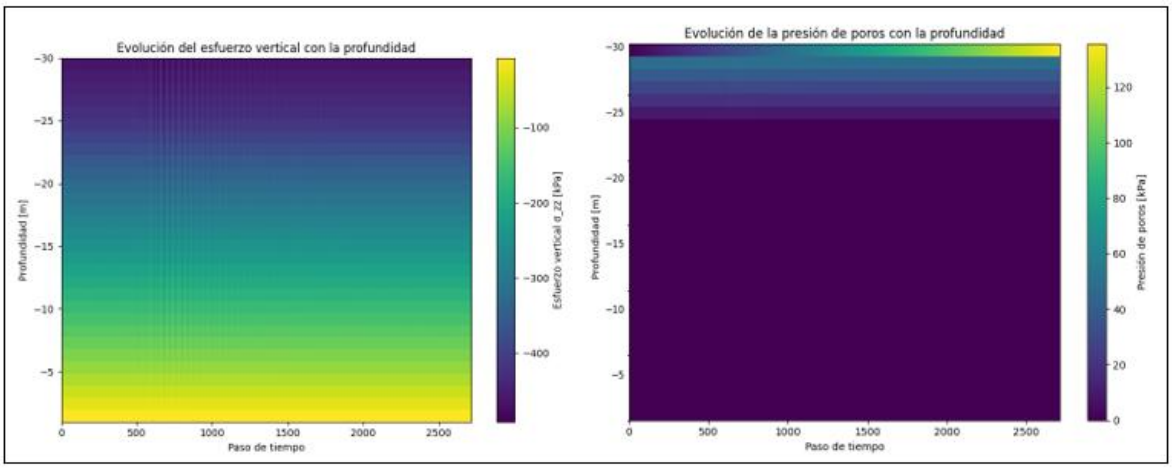


Figura 42 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT3-Crustal. (Elaboración propia).

4.1.1.3. Condición 3

- Nivel freático a 0 m: se ve una caída de resistencia en la parte superficial y un aumento de la presión de poros a medida que aumenta la profundidad.

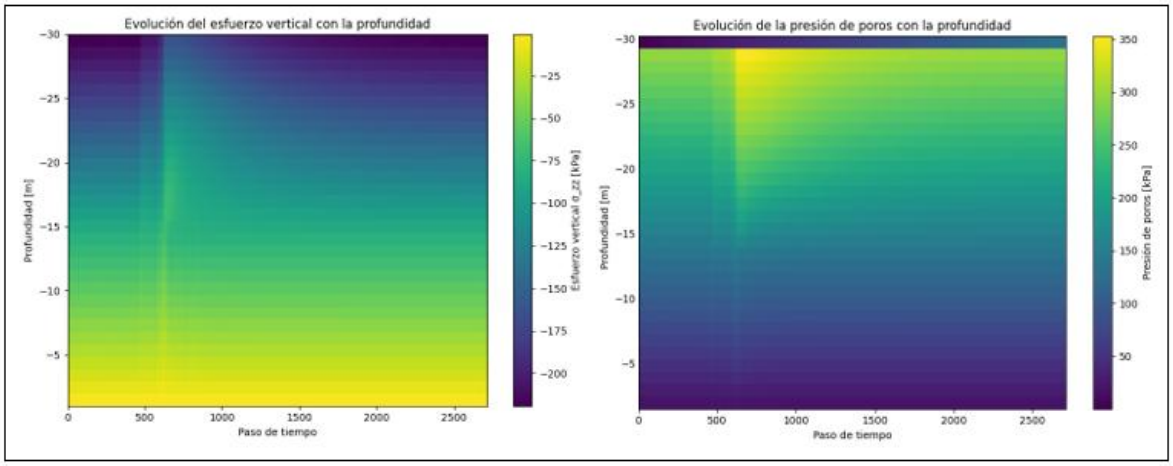


Figura 43 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT1-Crustal. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 3 m: El esfuerzo efectivo disminuye en superficie, en profundad es cíclico su comportamiento, la presión de poros en profundidad desde los 3 m aumenta.

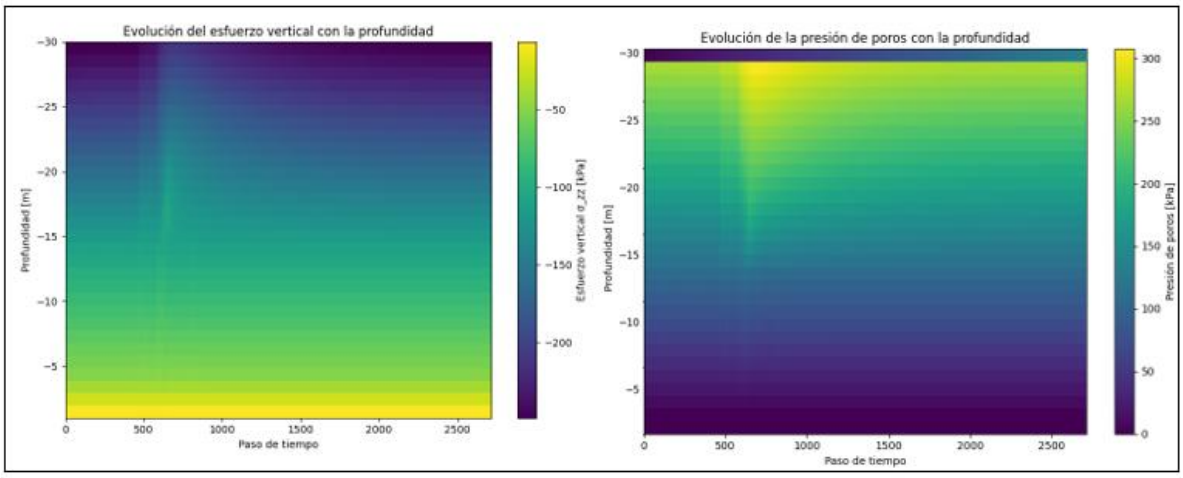


Figura 44 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT2-Crustal. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 12 m: desde los 12 m aumenta la presión de poros, prácticamente el esfuerzo es nulo en superficie, y no tiene caída de resistencia en profundidad.

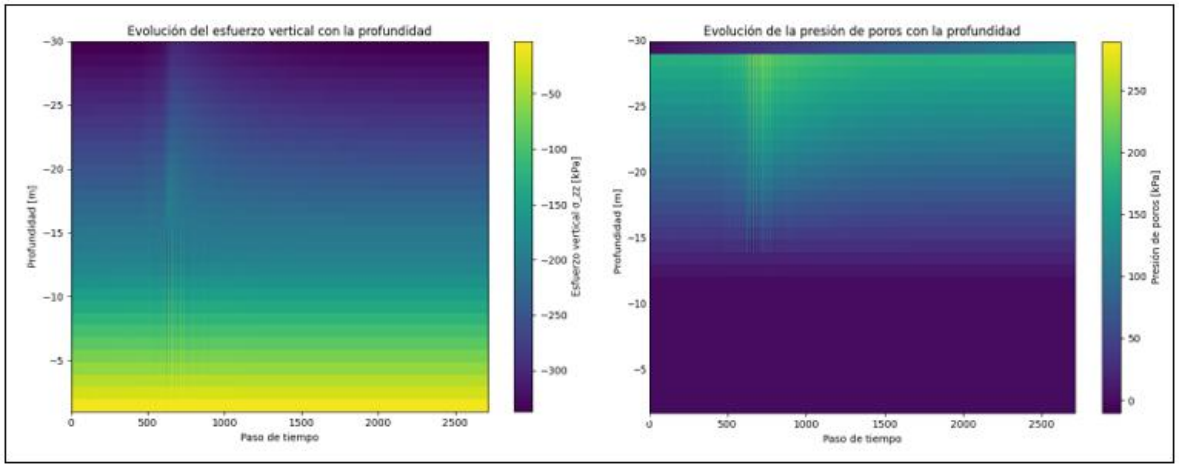


Figura 45 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT3-Crustal. (Elaboración propia).

4.1.2. Interfase

4.1.2.1. Condición 1

- Nivel freático a 3 m: La presión de poros incrementa en profundiad y el suelo practicamente su comportamiento tiene una decadencia completa de su esfuerzo.

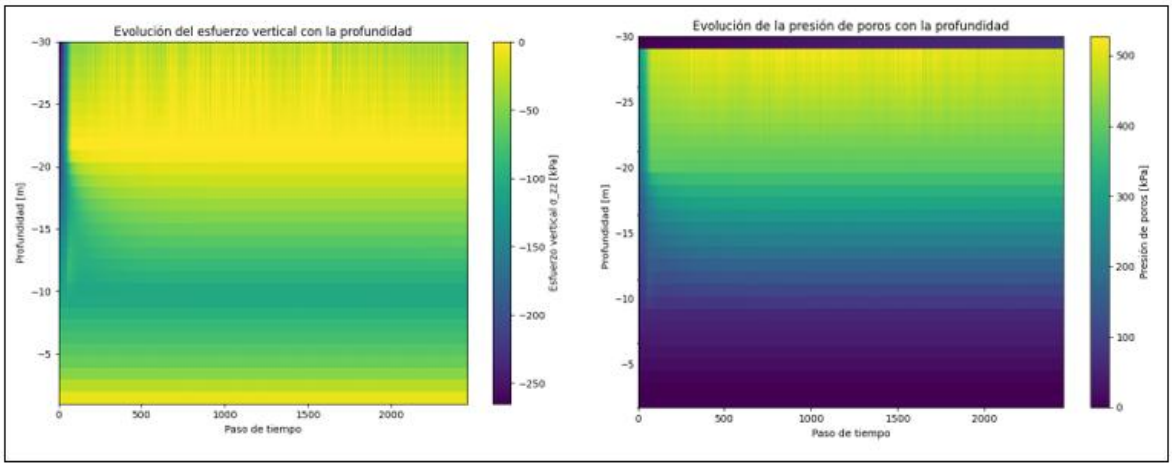


Figura 46 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT1-Interfase. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 15 m: Presión de poros incrementa desde los 15 m el esfuerzo disminuye en superficie y en profundidad.

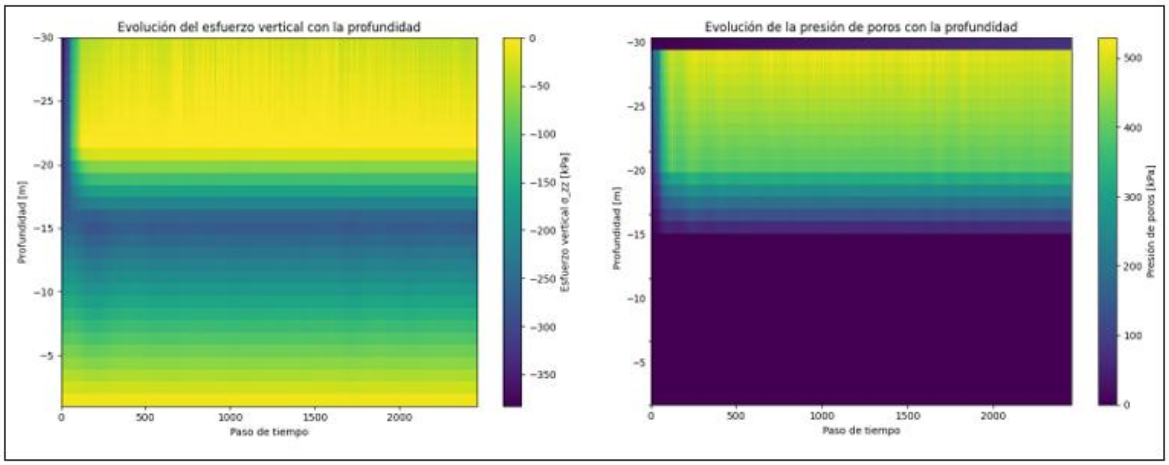


Figura 47 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT2-Interfase. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 25m: No hay influencia del Nivel freático en el estrato.

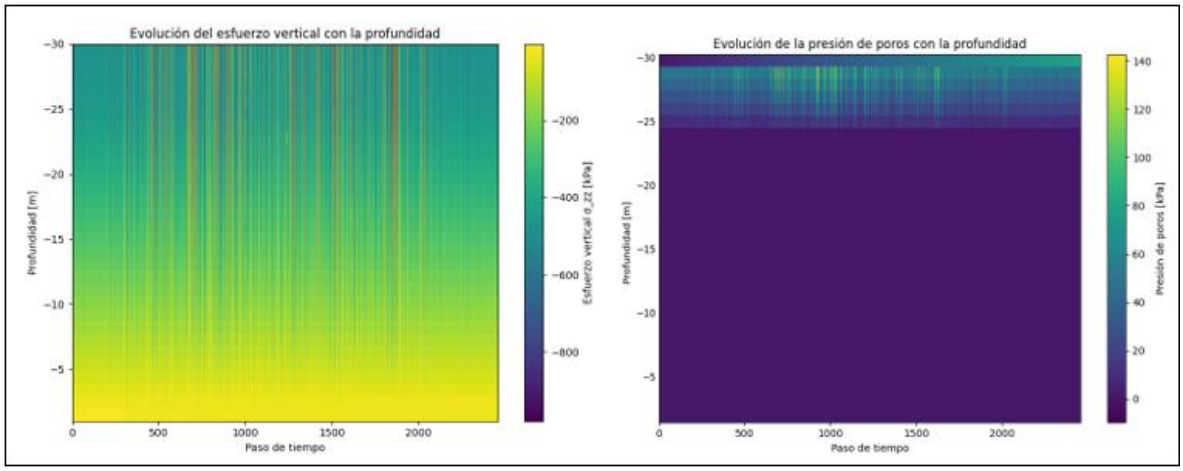


Figura 48 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT3-Interfase. (Elaboración propia).

4.1.2.2. Condicion 2

- Nivel freático a 3 m: La presion de poros comienza a incrementar desde los 5 m, el esfuerzo efectivo se hace 0 principalmente desde los 10 a 20 m.

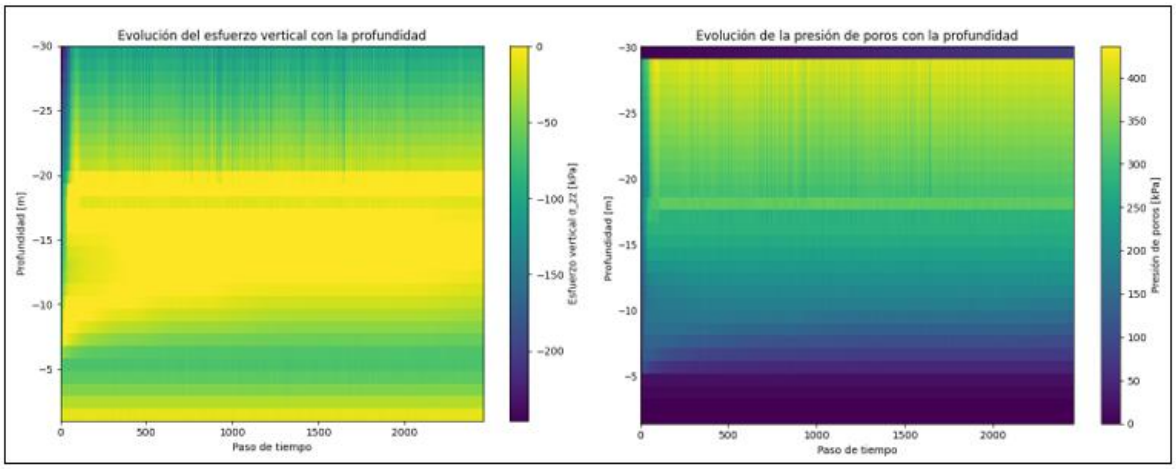


Figura 49 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT1-Interfase. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 10 m: Desde los 10 m comienza a incrementar la presion de poros y en ese mismo nivel comienza una disminucion del esfuerzo.

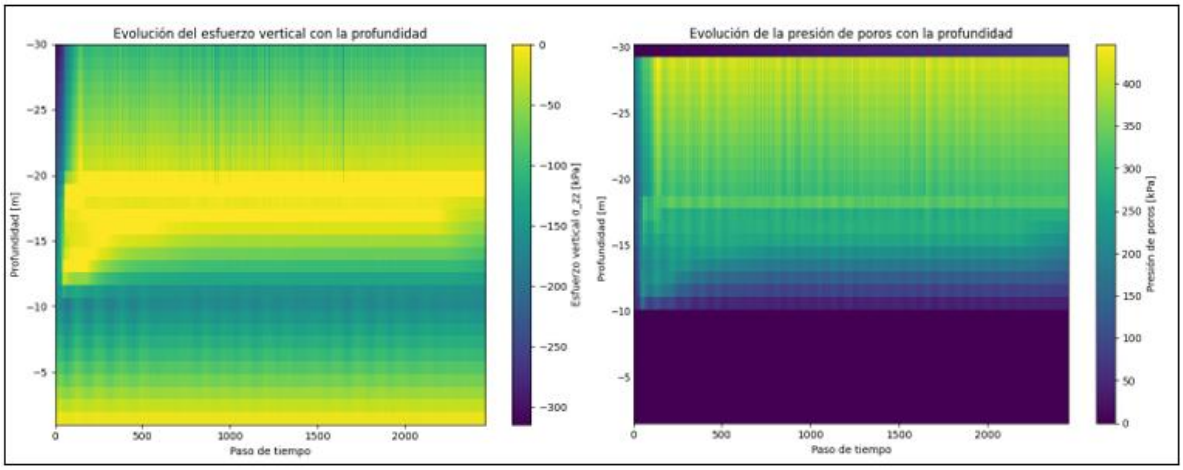


Figura 50 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT2-Interfase. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 25 m: No hay influencia del Nivel freático en el estrato.

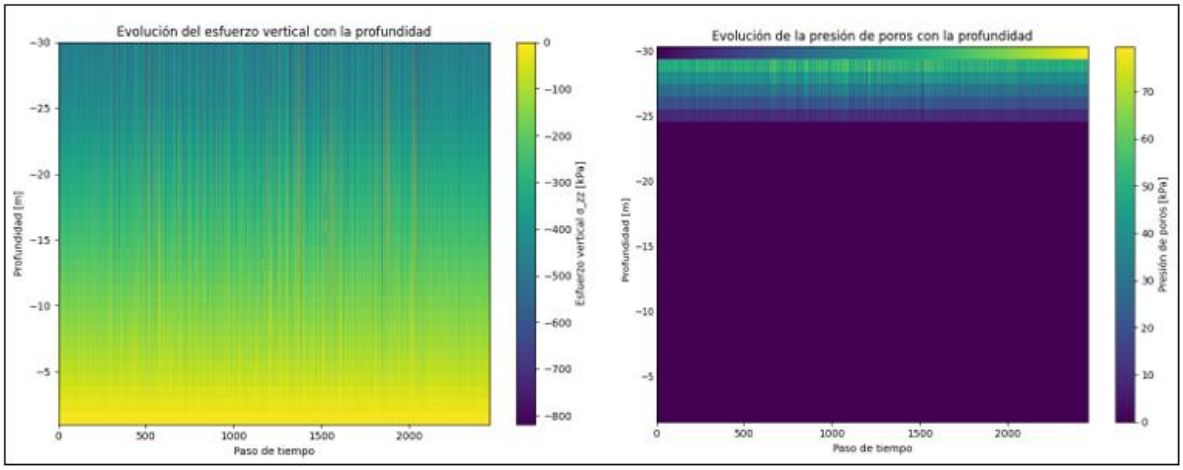


Figura 51 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT3-Interfase. (Elaboración propia).

4.1.2.3. Condicion 3

- Nivel freático a 0 m: Existe un incremento de la presion de poros en profundidad y el esfuerzo efectivo tiene un comportamiento ciclico.

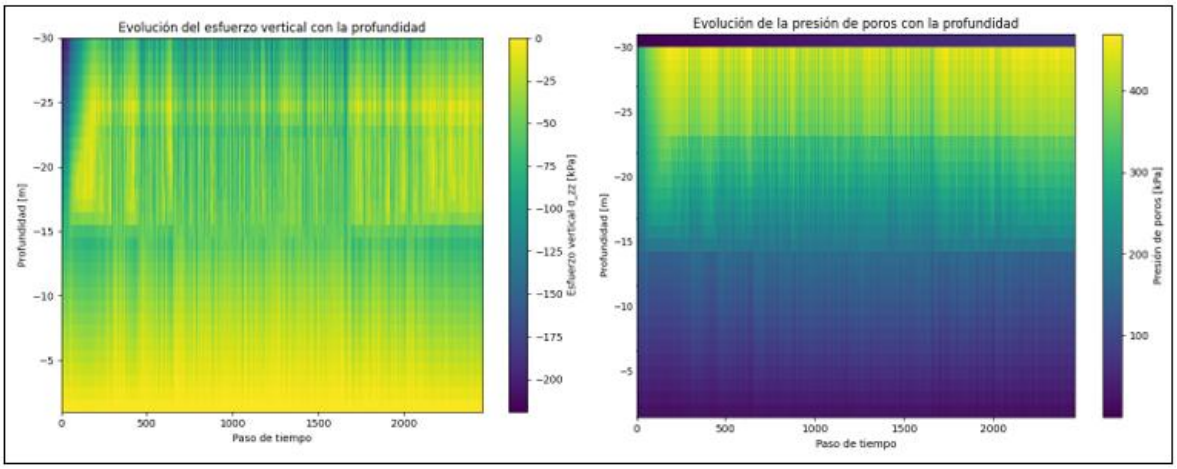


Figura 52 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT1-Interfase. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 3 m: El esfuerzo tiene un comportamiento ciclico mientras que la presion de poros aumenta en profundidad.

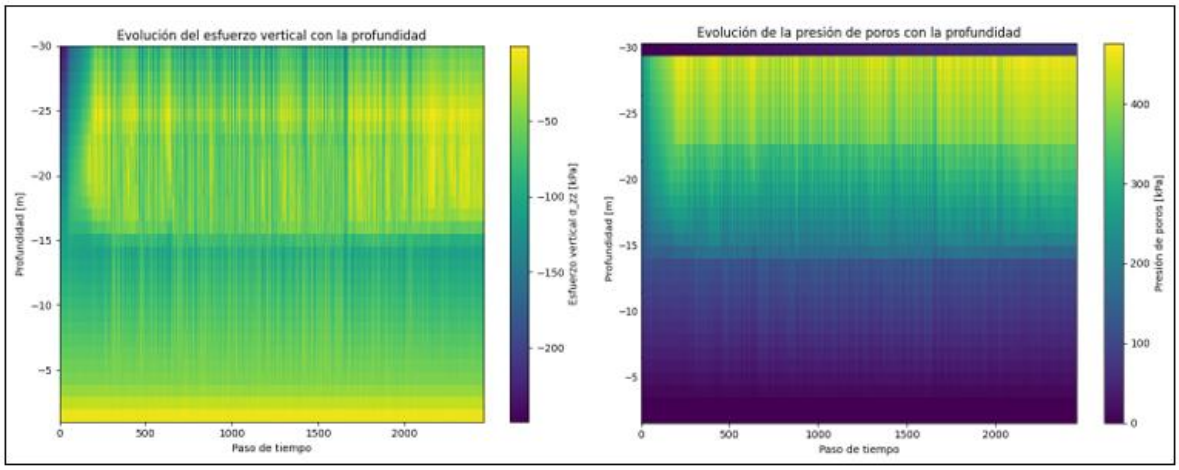


Figura 53 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT2-Interfase. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 12 m: La presion de poros comienza a incrementar desde los 12 m, mientras que el esfuerzo tiene un comportamiento ciclico sin embargo es mas influyente la disminucion desde los 15 m.

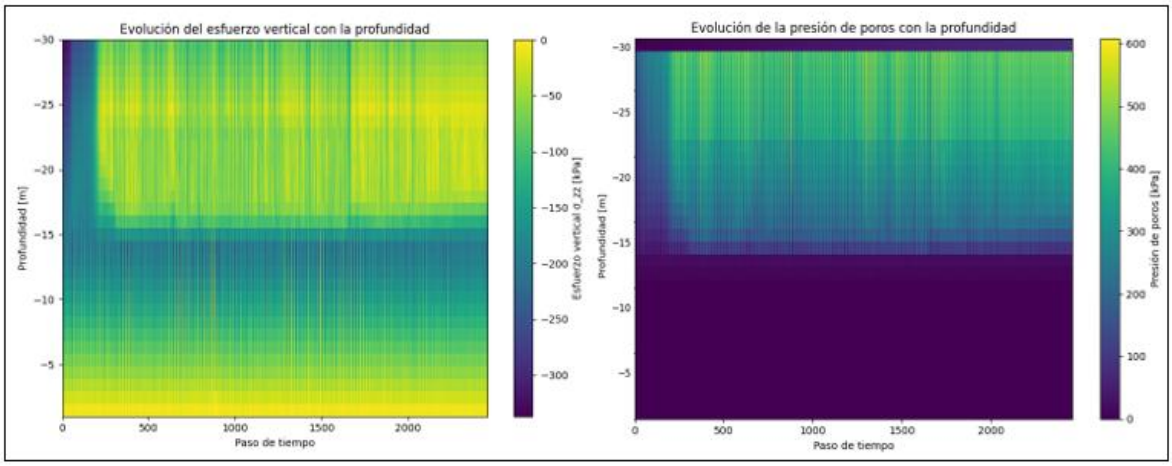


Figura 54 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT3-Interfase. (Elaboración propia).

4.1.3. Intraslab

4.1.3.1. Condición 1

- Nivel freático a 3 m: Presion de poros aumenta desde los 10 m, mientras que el esfuerzo disminuye desde los 10 m.

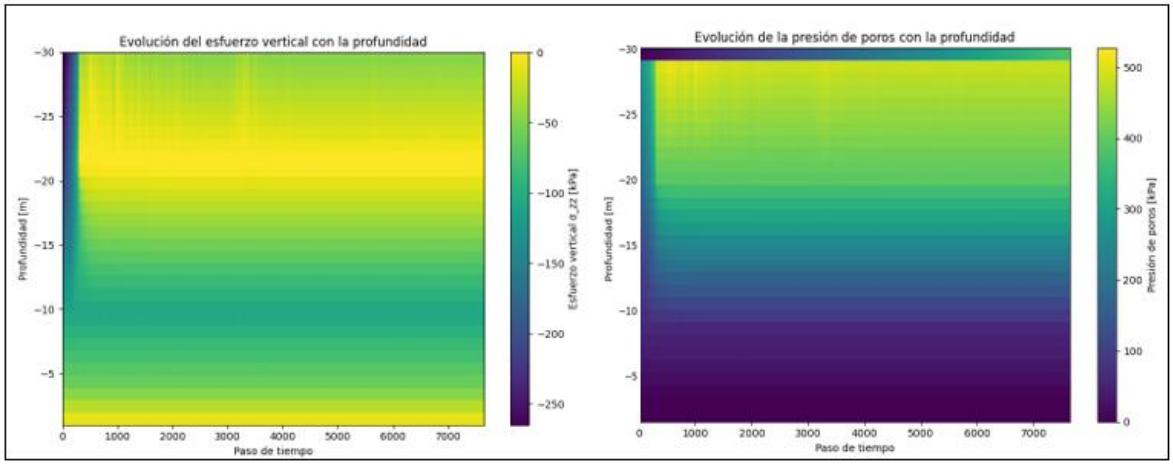


Figura 55 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT1-Intraslab. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 15 m: Desde los 15 m comienza a incrementra la presion de poros y a disminuir el esfuerzo vertical.

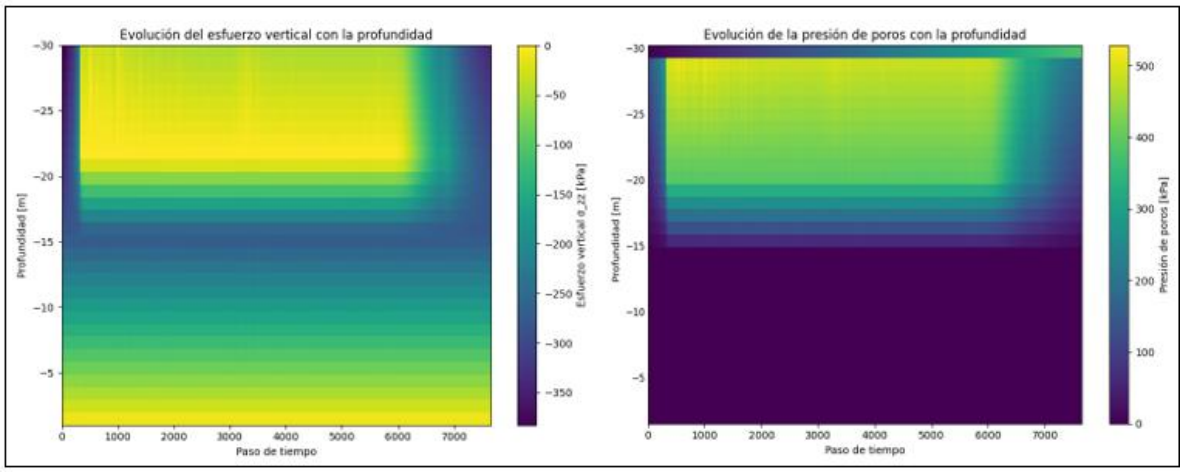


Figura 56 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT2-Intraslab. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 25 m: No hay influencia del Nivel freático en el estrato.

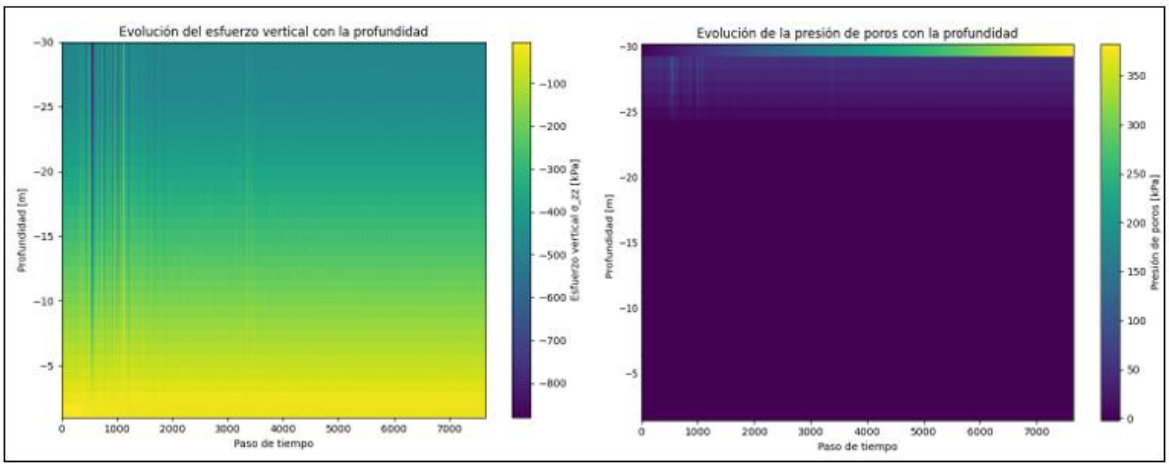


Figura 57 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP1WT3-Intraslab. (Elaboración propia).

4.1.3.2. Condición 2

- Nivel freático a 3 m: Se ve un incremento desde los 3 m de la presion de poros y se ve una degradacion casi completa del esfuerzo entre 10 m y 20 m.

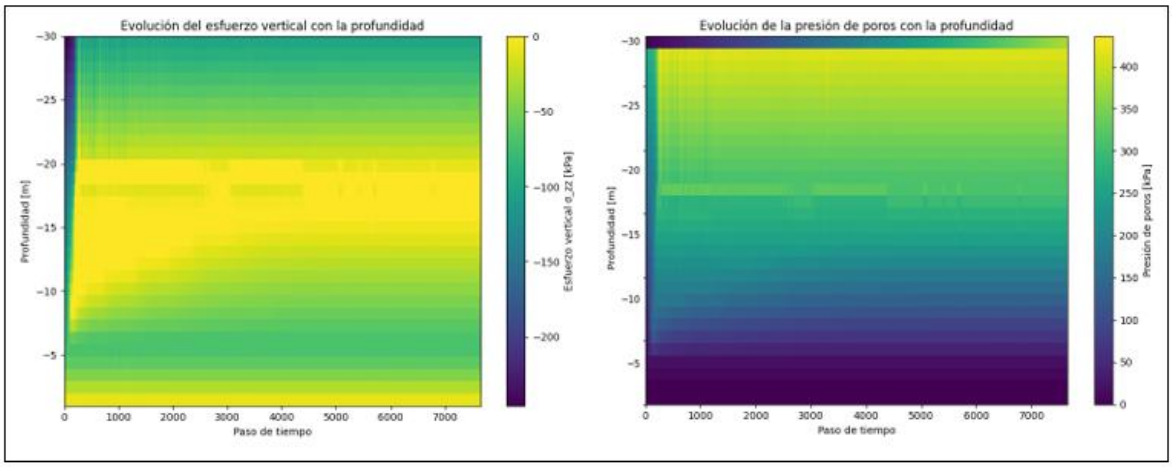


Figura 58 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT1-Intraslab. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 10 m: Incremento de la presion de poros desde los 10 m, en cuanto al esfuerzo disminuye desde los 10 m aproximadamente.

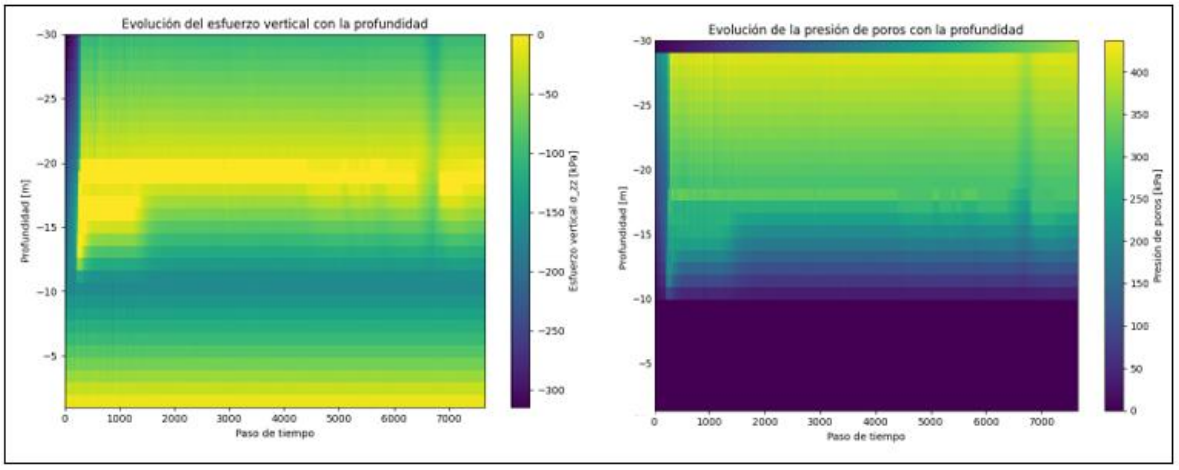


Figura 59 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT2-Intraslab. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 25 m: No hay influencia del Nivel freático en el estrato.

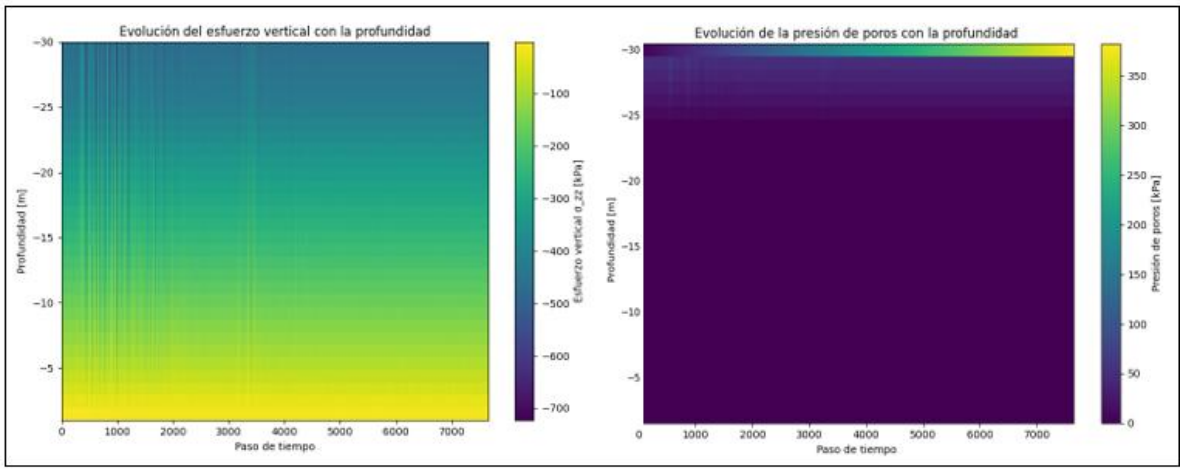


Figura 60 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP2WT3-Intraslab. (Elaboración propia).

4.1.3.3. Condición 3

- Nivel freático a 0 m: Existe un incremento de la presion de poros, el esfuerzo disminuye en superficie sin embargo en el fondo en un rango desde los 500 s hasta los 5000 (s).

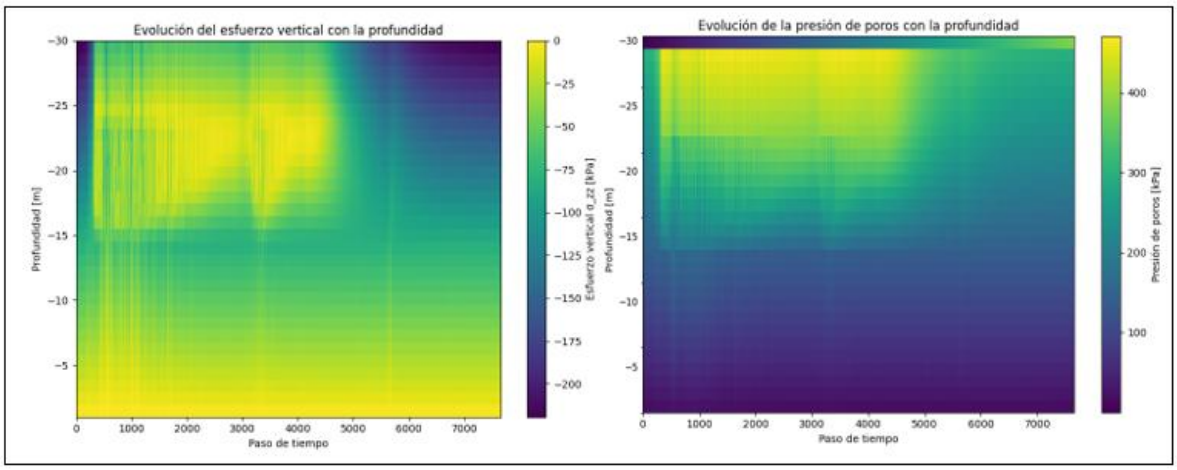


Figura 61 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT1-Intraslab. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 3 m: existe un incremento de la presion de poros en profundidad, y en el caso del esfuerzo es casi nulo a 15 m entre 500 (s) y 4000 (s)

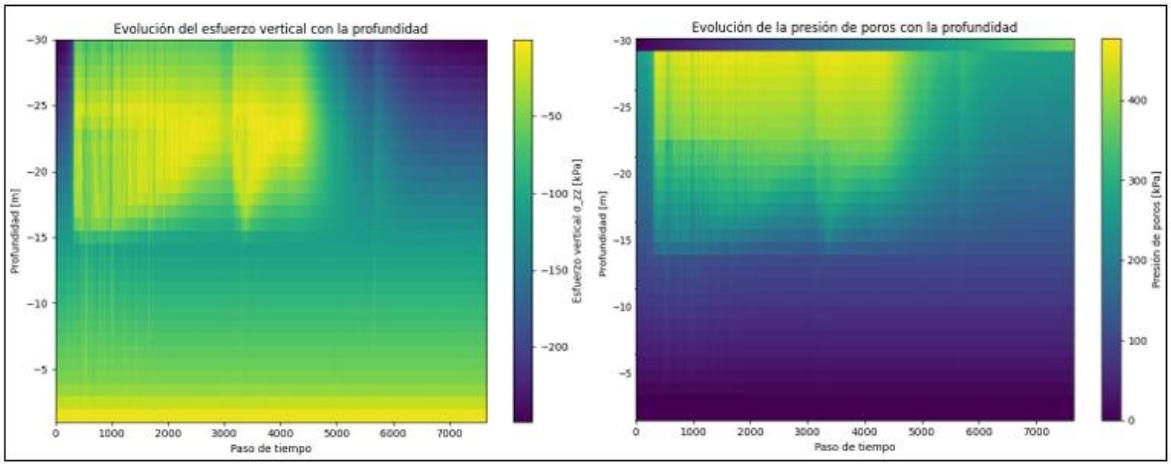


Figura 62 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT2-Intraslab. (Elaboración propia).

- Nivel freático a 12 m: Desde los 12 m hay un incremento de la presion de poros aunque se va disipando, en cuanto al esfuerzo efectivo en entre 500 (s) y 3000 (s) luego tiene un ciclo de recuperacion de resistencia.

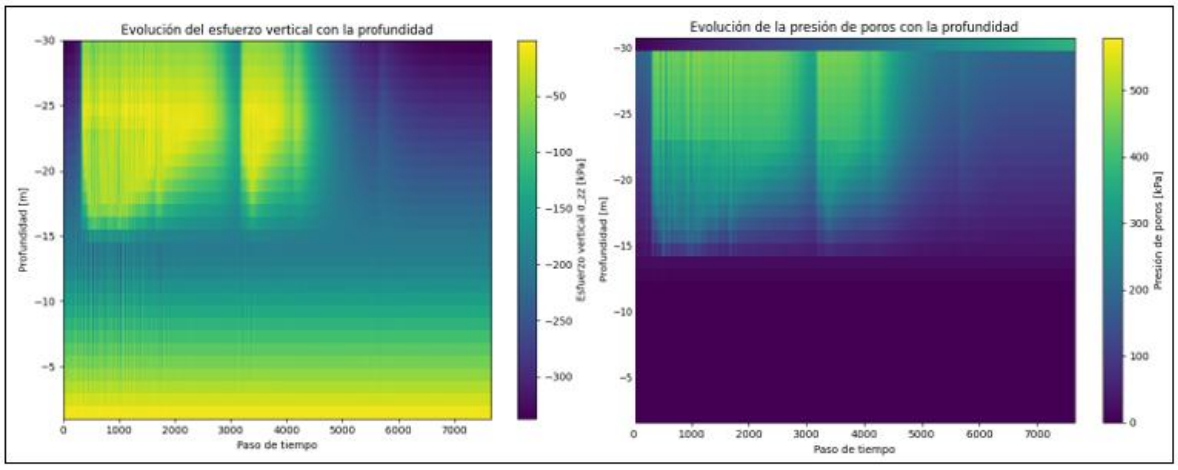


Figura 63 Evolución de esfuerzo efectivo-Evolución de presión de poros, SP3WT3-Intraslab. (Elaboración propia).

4.2. Degradación del módulo de corte

Los resultados de la degradación relativa del módulo de corte (G/Gmax) se evaluaron en un elemento representativo del estrato más susceptible a licuación para un mismo registro sísmico. Se presentan en primer lugar los casos con nivel freático superficial y luego aquellos con napa freática profunda, diferenciando además la respuesta según el tipo de sismo.

Las curvas obtenidas evidencian que, con nivel freático cercano a superficie, la pérdida de rigidez comienza de manera temprana en torno a γ≈0,03%, tal como se observa en las Figuras 64–69(a). Bajo estas condiciones, la relación G/Gmax desciende rápidamente por debajo de 0,5, lo que concuerda con lo descrito en la literatura para arenas y limos no plásticos, donde la no linealidad suele iniciarse entre γ≈10^3 y 10^4(Vucetic & Dobry, 1991; Ishibashi & Zhang, 1993; Darendeli, 2001). La saturación completa reduce el confinamiento efectivo inicial, favoreciendo que el material entre en régimen no lineal con deformaciones muy bajas.

Por el contrario, cuando el nivel freático se encuentra más profundo (12–25 m), como en las Figuras 68–72(b,c), el mayor confinamiento efectivo incrementa la rigidez inicial y la resistencia cíclica del suelo. En estos casos, el inicio de la degradación se desplaza hacia deformaciones más elevadas (γ≈0,1%), lo que implica que se requieren solicitaciones más intensas para alcanzar la misma reducción relativa de rigidez. Esto retrasa tanto la acumulación de presión de poros como la progresión hacia la licuación.

En cuanto al tipo de sismo, los resultados muestran comportamientos diferenciados. Los eventos interslab inducen una degradación progresiva y sostenida de la rigidez: aun con deformaciones moderadas, el elevado número de ciclos hace descender G/Gmax por debajo de 0,4–0,3 en presencia de napa somera. Por su parte, los sismos intraslab generan degradaciones rápidas y puntuales durante ciertos ciclos, más evidentes cuando la napa freática se encuentra superficial

Por tanto, la profundidad del nivel freático como el mecanismo de origen sísmico condicionan la rapidez y magnitud de la degradación del módulo de corte. Esta dualidad muestra que el fenómeno no depende únicamente de la solicitación externa, sino también del estado inicial del suelo.

4.2.1. Crustal

4.2.1.1. Condición 1

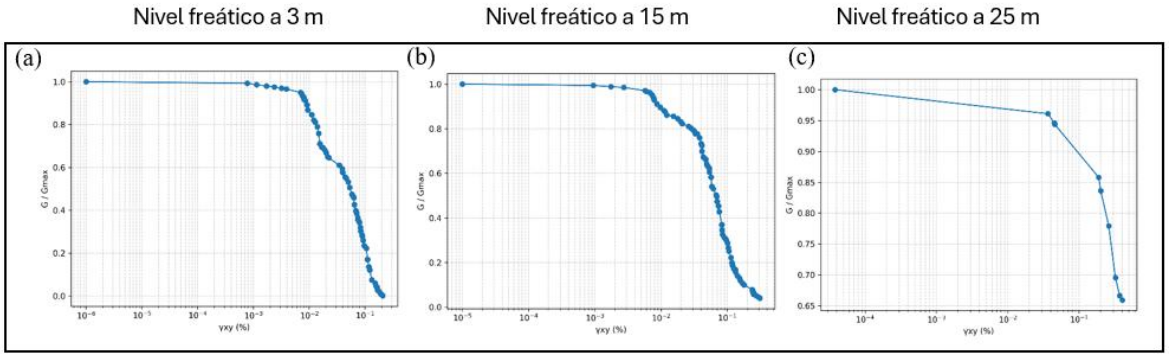


Figura 64 Degradación Modulo de corte, Condición 1, Sismos Crustal. (Elaboración Propia)

4.2.1.2. Condición 2

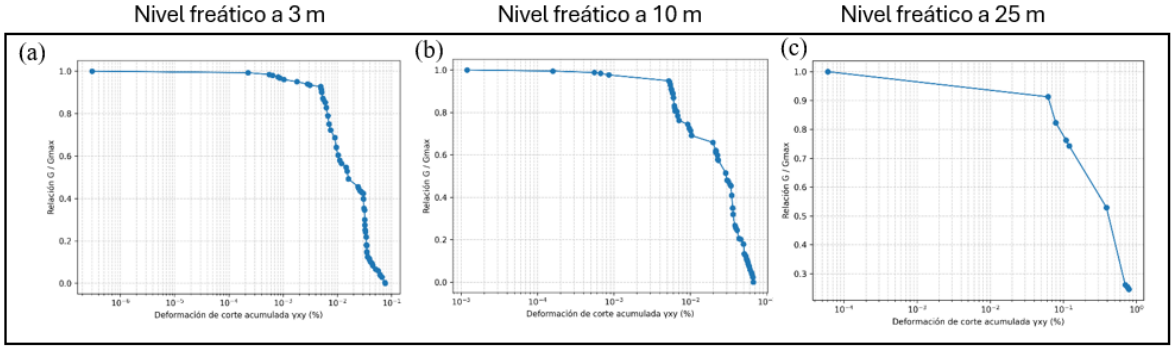


Figura 65 Degradación Modulo de corte, Condición 2, Sismos Crustal. (Elaboración Propia)

4.2.1.3. Condición 3

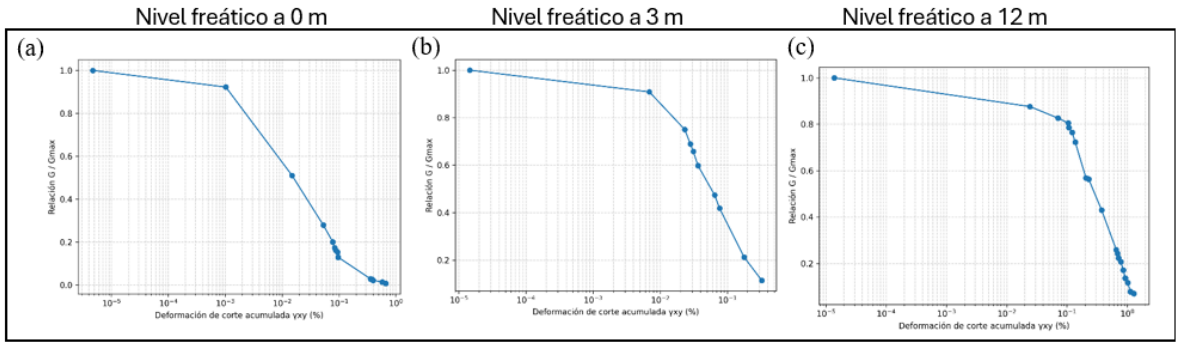


Figura 66 Degradación Modulo de corte, Condición 3, Sismos Crustal. (Elaboración Propia)

4.2.2. Interslab

4.2.2.1. Condición 1

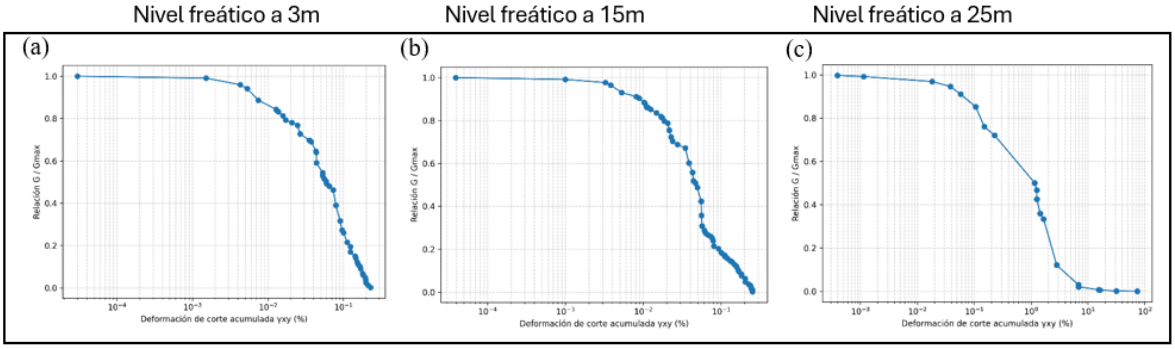


Figura 67 Degradación Modulo de corte, Condición 1, Sismos Interslab. (Elaboración Propia)

4.2.2.2. Condición 2

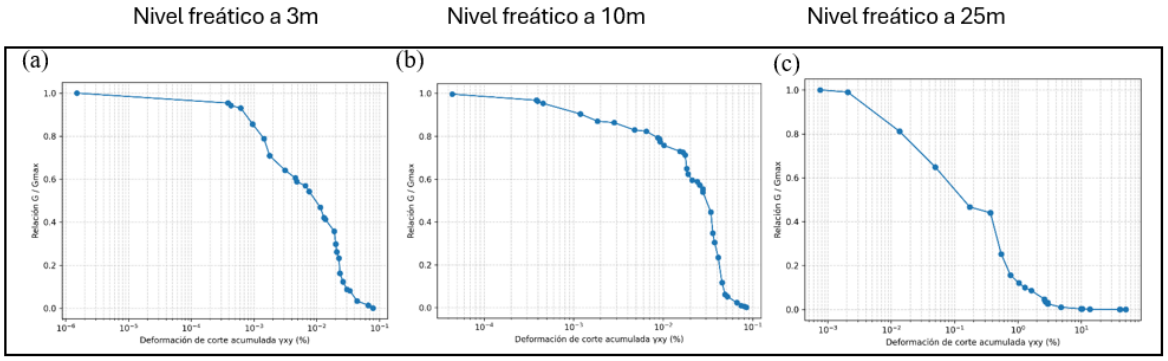


Figura 68 Degradación Modulo de corte, Condición 2, Sismos Interslab. (Elaboración Propia)

4.2.2.3. Condición 3

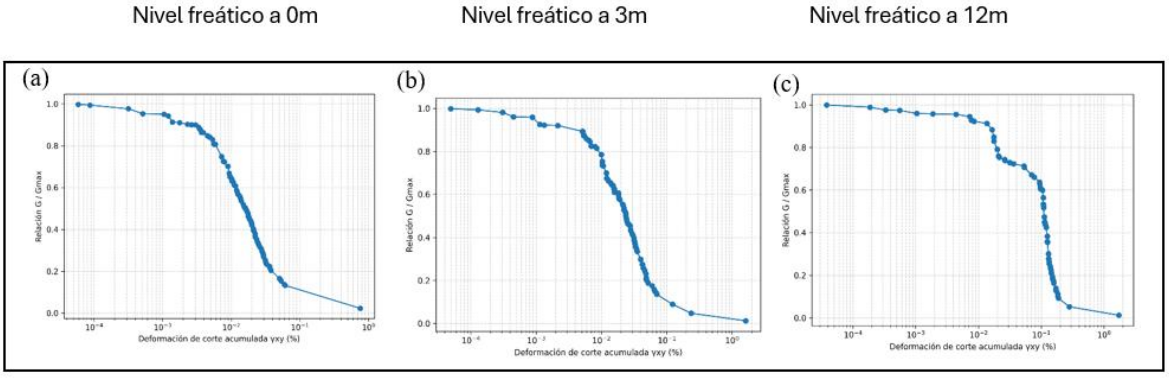


Figura 69 Degradación Modulo de corte, Condición 3, Sismos Interslab. (Elaboración Propia).

4.2.3. Intraslab

4.2.3.1. Condición 1

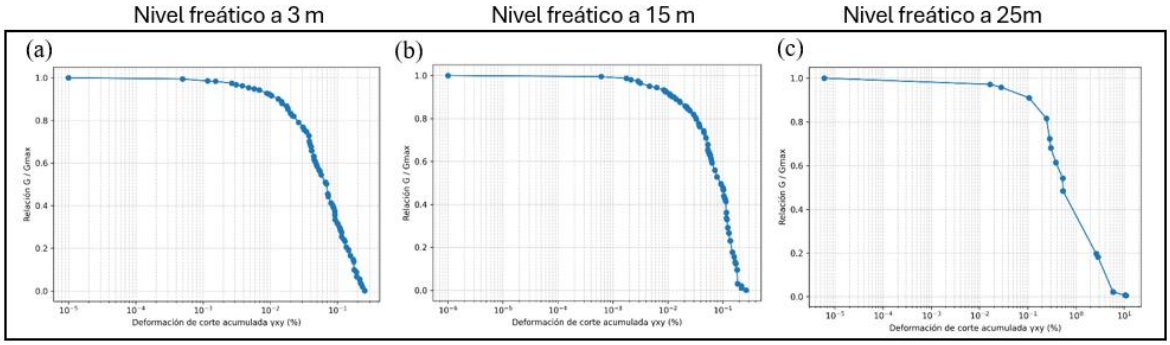


Figura 70 Degradación Modulo de corte, Condición 1, Sismos Intraslab. (Elaboración Propia).

4.2.3.2. Condición 2

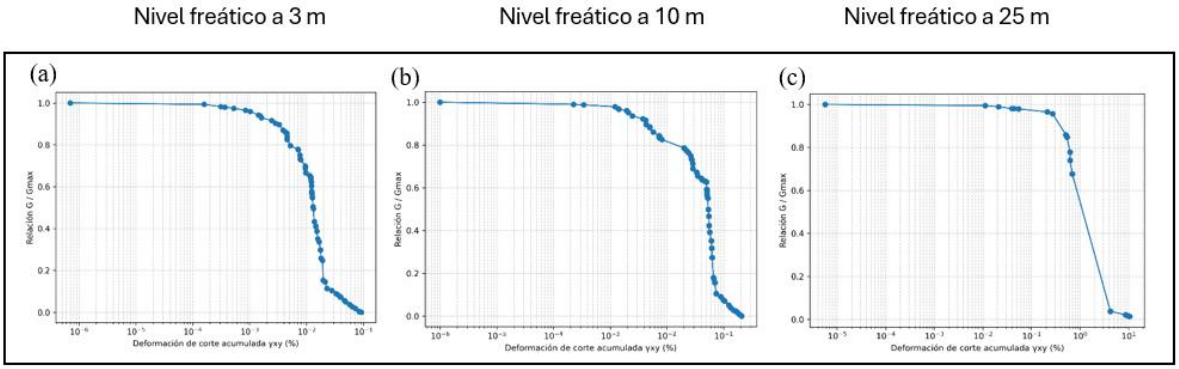


Figura 71 Degradación Modulo de corte, Condición 2, Sismos Intraslab. (Elaboración Propia).

4.2.3. Condición 3

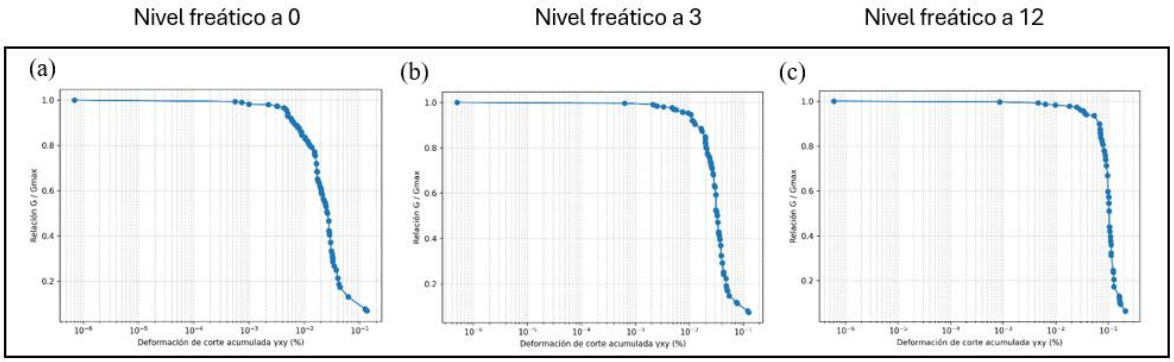


Figura 72 Degradación Modulo de corte, Condición 3, Sismos Intraslab. (Elaboración Propia).

4.3. Relación entre la deformación cortante y parámetros de intensidad sísmica (Sa, PGA, PGV) para diferentes condiciones de nivel freático y tipos de sismo

El análisis integrado de los resultados obtenidos para distintas condiciones de nivel freático y tipos de sismo permite identificar tendencias consistentes en el comportamiento del estrato licuable frente a variaciones en la intensidad sísmica.

Incluso con valores relativamente bajos de aceleración máxima del terreno (PGA), es posible que se desencadene licuación siempre que la excitación presente una duración suficiente para permitir la acumulación progresiva de deformaciones cortantes. Este efecto se intensifica cuando el contenido frecuencial del sismo coincide con las frecuencias naturales del depósito, lo que favorece la resonancia y acelera la generación de presiones de poros y la degradación del esfuerzo efectivo. De este modo, la PGA por sí sola no constituye un indicador absoluto del potencial de licuación, sino que debe interpretarse en conjunto con la duración y las características espectrales del movimiento.

En el rango de PGA elevadas, la probabilidad y magnitud de la licuación aumentan de forma significativa, incluso en eventos de duración moderada o corta, debido a que las solicitaciones superan rápidamente la resistencia cíclica del suelo. Conforme a lo reportado en la literatura, el umbral de deformación cortante $\gamma \approx 0{,}03\%$ se considera representativo del inicio de la licuación, valor que fue superado en múltiples escenarios analizados, particularmente bajo altas intensidades sísmicas.

Asimismo, se detectaron casos en los que se registraron deformaciones significativas con parámetros de intensidad sísmica relativamente bajos, fenómeno que podría atribuirse a condiciones locales de resonancia, propiedades estratigráficas desfavorables o rigidez reducida del estrato licuable. Estos resultados resaltan la necesidad de incorporar factores adicionales al nivel de excitación, tales como la interacción no lineal suelo–estructura y la configuración geotécnica local.

En general, la respuesta del estrato analizado demuestra una alta sensibilidad a excitaciones moderadas cuando la napa es somera, mientras que en napas profundas se requieren solicitaciones de mayor intensidad para alcanzar niveles críticos de deformación.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para la relación entre σ0′ y los parámetros de intensidad sísmica (Sa, PGA y PGV), desagregados según nivel freático y tipo de fuente sismogénica, con el objetivo de ilustrar comparativamente la influencia de estas variables sobre el inicio y la magnitud de la licuación.

4.3.1. Crustal

4.3.1.1. Condición 1

- **Nivel freático a 3 m**

Para la Figura 73, se observa que, para valores de PGA superiores a 0.10 g, la deformación γ (%) supera en la mayoría de los casos el valor de 0.025. En el caso de PGV, cuando esta sobrepasa 0.05 m/s, las deformaciones alcanzan valores mayores a 0.10. Antes de 0.12 g en PGA, los resultados presentan una alta dispersión: algunos registros muestran deformaciones considerablemente superiores al umbral 0.03%, mientras que otros se concentran por debajo de γ =0.025%.

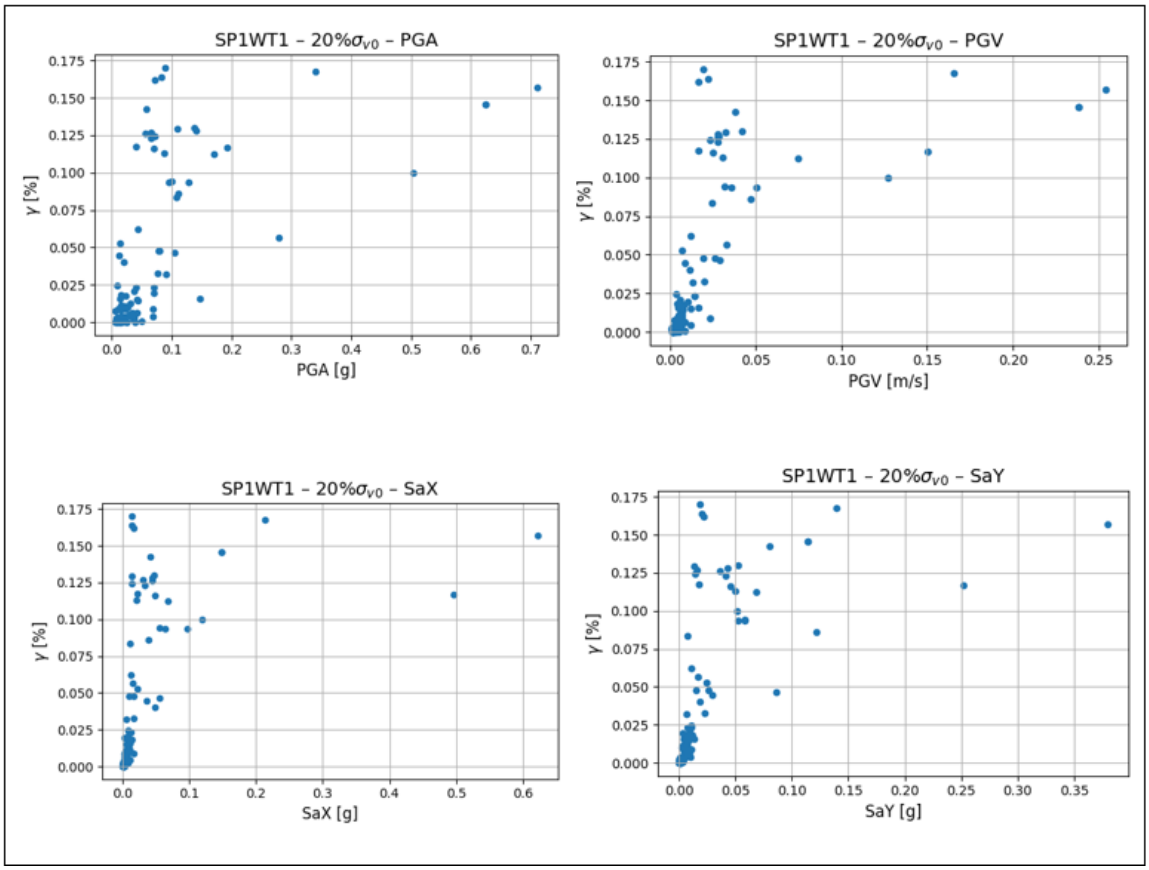


Figura 73 SP1WT1 (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 15 m**

En este caso de la Figura 74, para valores de PGA inferiores a 0.20 g, se aprecia una alta concentración de datos con γ por debajo de 0.05, aunque existen registros dispersos que superan 0.10 y se mantienen bajo 0.20. Para intensidades mayores a 0.20 g, las deformaciones no descienden de 0.075. En cuanto al PGV, se observa un comportamiento relativamente lineal hasta alcanzar γ=0.05, a partir del cual los datos presentan mayor dispersión, con varios valores que superan 0.10. Las gráficas de SaX y SaY muestran un patrón similar, con incremento sostenido de la deformación al aumentar la intensidad y una separación más clara entre los valores bajos y altos de γ después de los umbrales indicados.

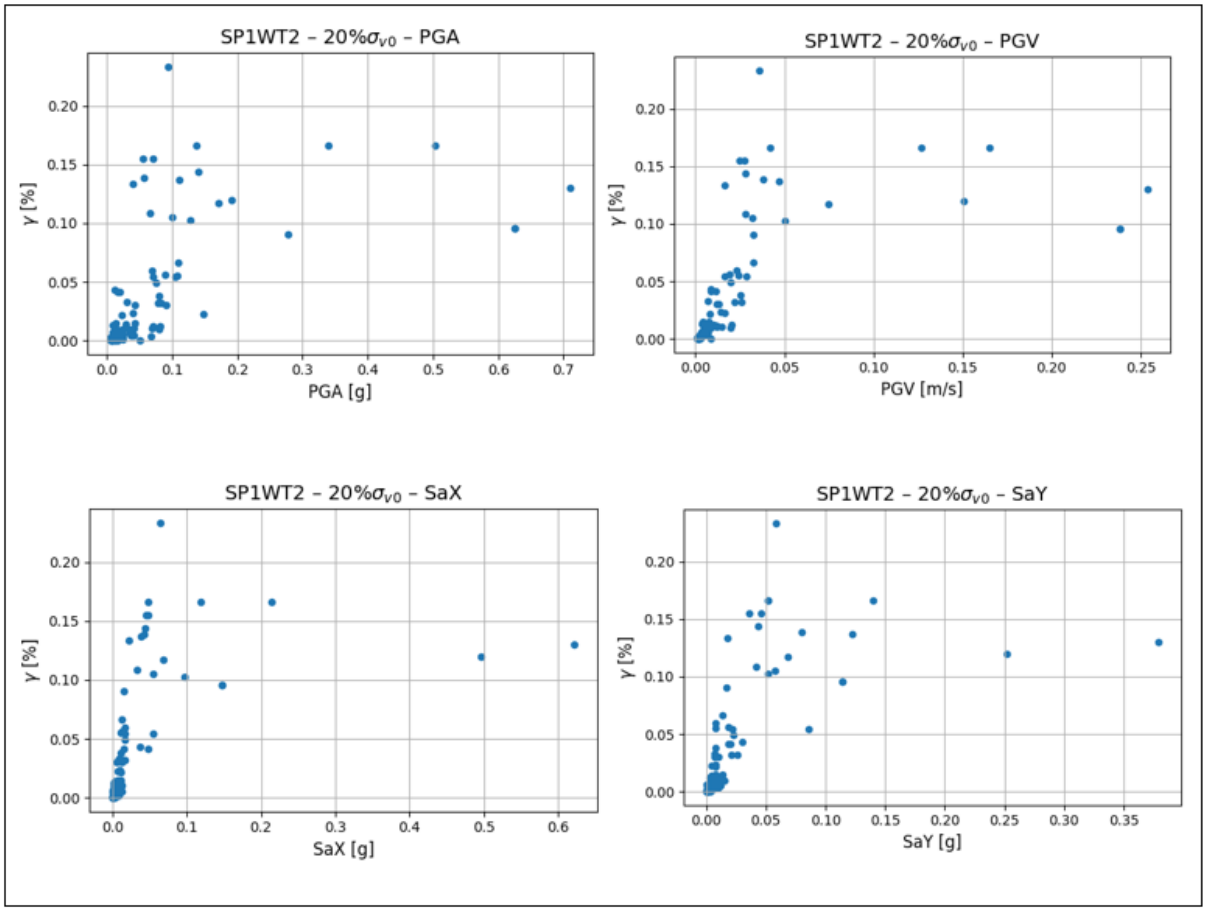


Figura 74 SP1WT2. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 25 m**

En general para la Figura 75, los datos para PGA, PGV, SaX y SaY se concentran por debajo de un γ de 0.20 %, evidenciando una respuesta moderada en la mayoría de los registros. No obstante, se identifican valores dispersos en el rango de PGV entre 0.02 m/s y 0.08 m/s, que superan un γ de 0.40 %, lo que indica eventos puntuales con deformaciones significativamente mayores al comportamiento predominante. Estos casos aislados sugieren que, bajo ciertas combinaciones de intensidad y características del sismo, el suelo puede experimentar deformaciones abruptas, incluso cuando la tendencia general se mantiene en rangos bajos.

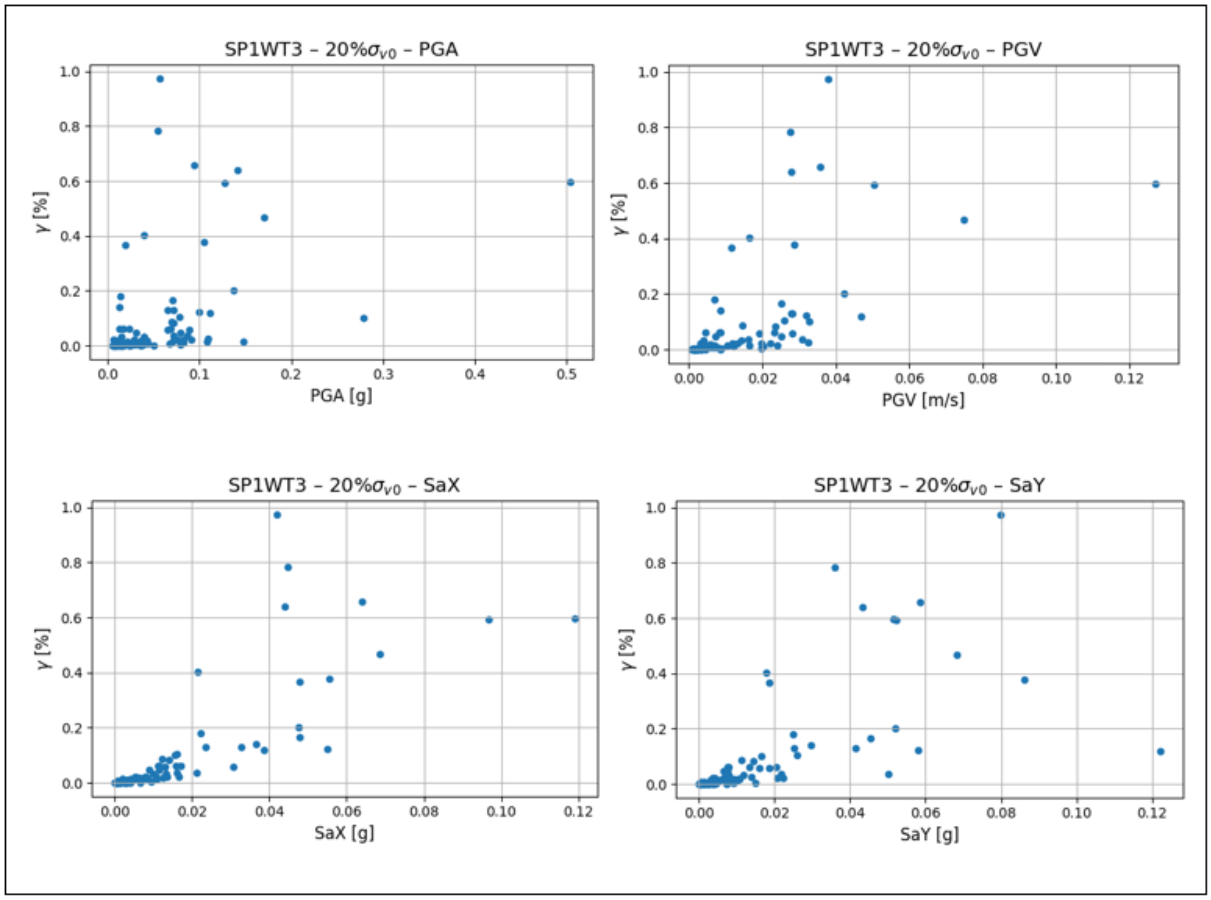


Figura 75 SP1WT3. (Elaboración Propia)

4.3.1.2. Condición 2

- **Nivel freático a 3 m**

Los datos de la Figura 76 se concentran en un rango de PGA entre 0 y 0.14 g, mientras que en el caso de PGV los valores se ubican entre 0 y 0.05 m/s. En ambos casos, dentro de estos intervalos, la mayoría de los registros presentan γ por debajo de 0.06%. A partir de 0.10 g en PGA y 0.05 m/s en PGV, los valores comienzan a dispersarse, mostrando deformaciones más variables. Las gráficas de SaX y SaY presentan un comportamiento similar al de la PGA, siguiendo las mismas tendencias de concentración y posterior dispersión.

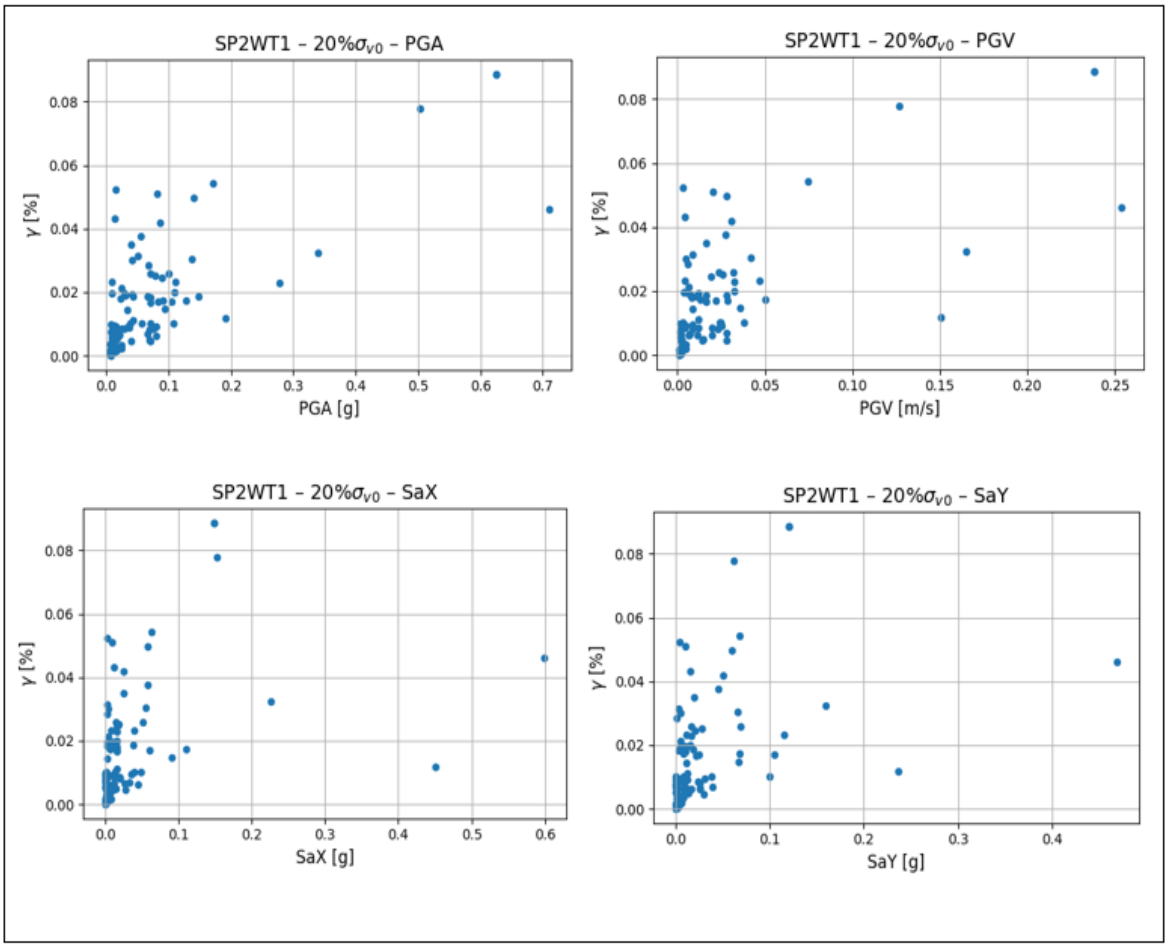


Figura 76 SP2WT1. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 10 m**

En la Figura 77 los datos de PGA y PGV se concentran mayoritariamente en deformaciones γ menores al 0.10. Sin embargo, se identifican cinco registros que superan el 0.15, lo que representa casos puntuales con una respuesta más elevada. Estos valores atípicos se ubican, para PGA, en el rango de 0 a 0.10 g, mientras que en el caso de PGV se encuentran entre 0 y 0.05 m/s. Esta distribución sugiere que la mayoría de los eventos mantienen una respuesta controlada, pero que ciertas combinaciones de condiciones y características sísmicas pueden generar deformaciones significativamente mayores, incluso dentro de rangos de intensidad moderados.

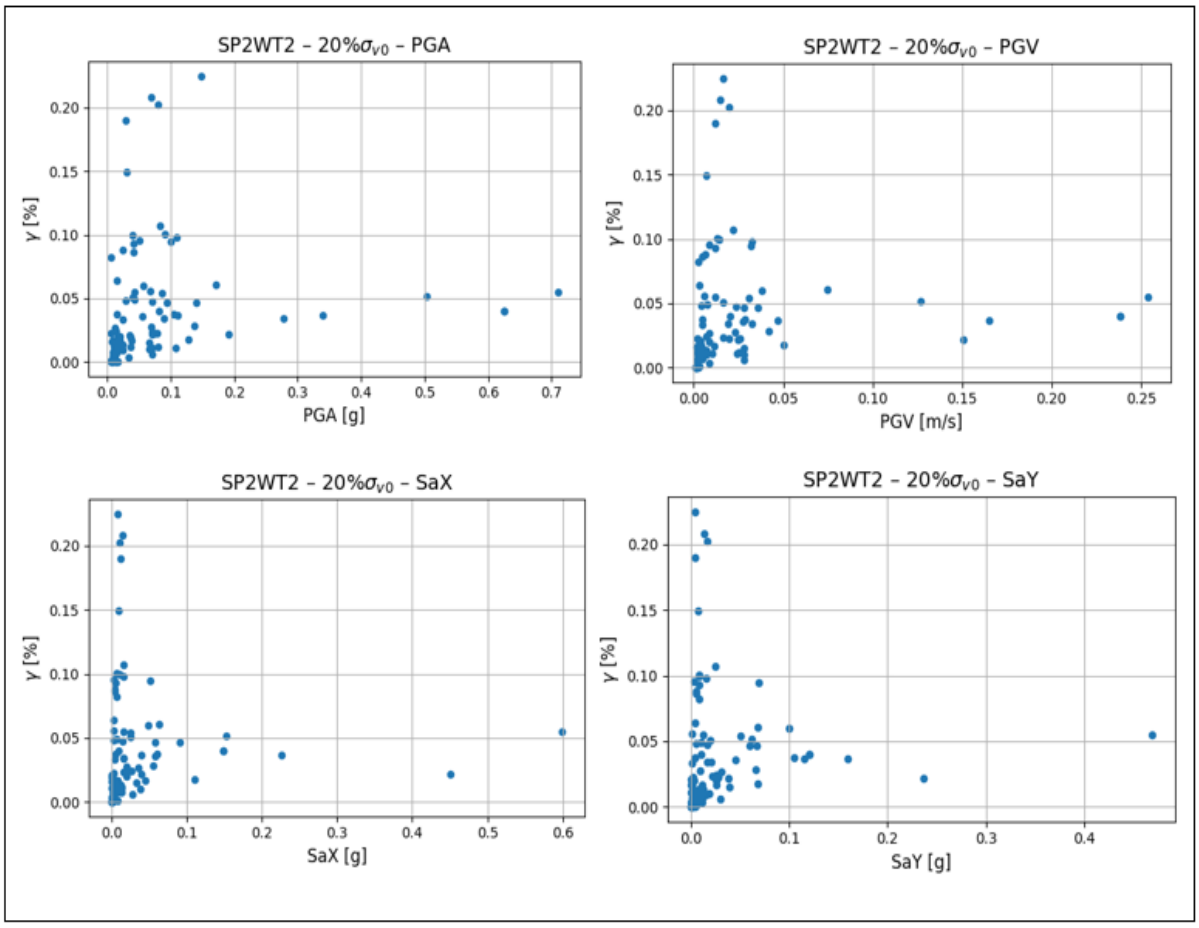


Figura 77 SP2WT2. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 25 m**

Los datos de la Figura 78 muestran un ajuste aproximadamente lineal para PGA en el rango de 0 a 0.10 g y para PGV entre 0 y 0.05 m/s, indicando un incremento progresivo y controlado de la deformación en estos intervalos. No obstante, para PGA superiores a 0.60 g se observa un registro aislado con una deformación cercana al 0.55 %. En cuanto a SaX y SaY, los datos presentan una mayor dispersión, alcanzando deformaciones de hasta 1 %, lo cual es considerablemente elevado y podría indicar condiciones extremas de solicitación sísmica.

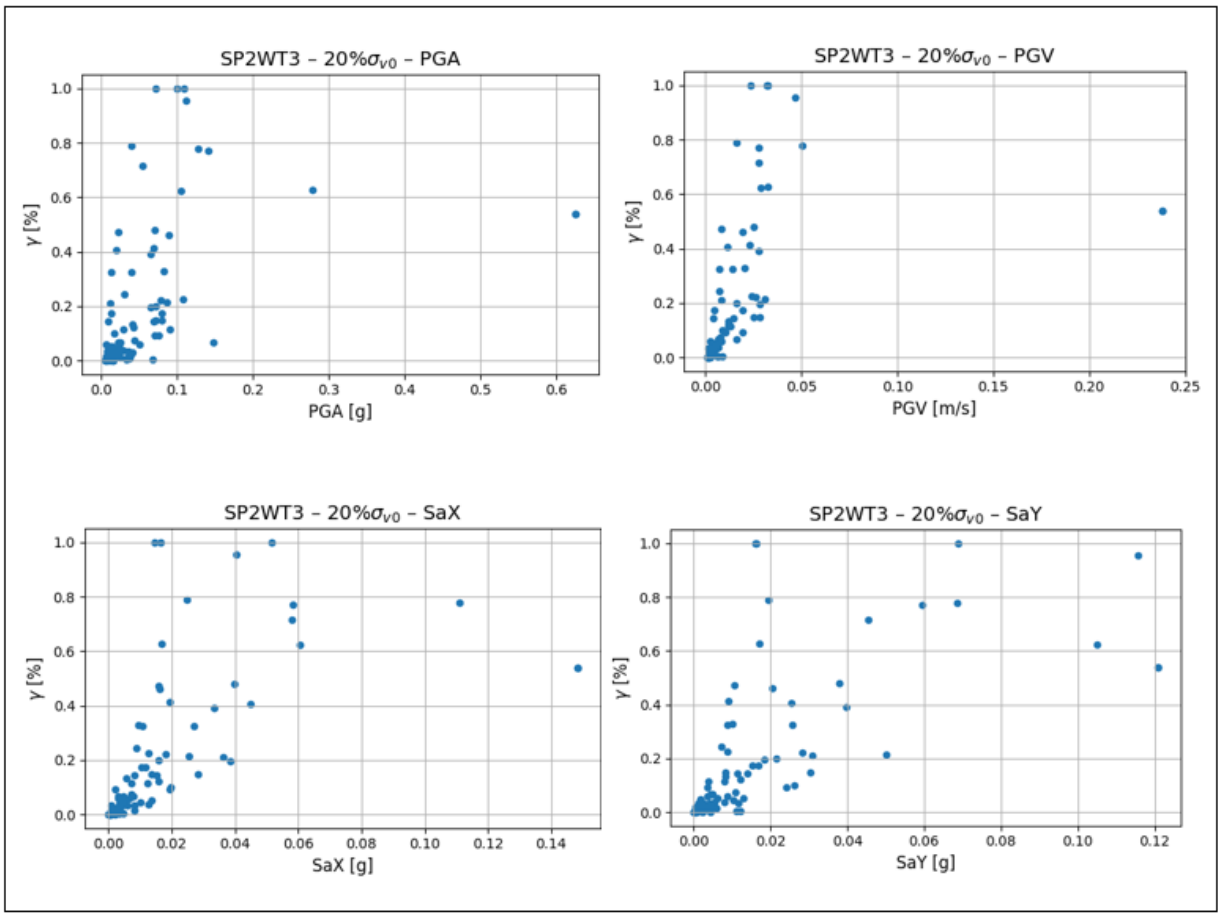


Figura 78 SP2WT3. (Elaboración Propia)

4.3.1.3. Condición 3

- **Nivel freático a 0 m**

Los datos de la Figura 79 se concentran mayoritariamente en deformaciones γ inferiores a 0.50 %, con valores de PGA entre 0 y 0.10 g. En el caso del PGV, la mayoría de los registros se ubican entre 0 y 0.05 m/s, manteniendo deformaciones dentro del mismo rango. Los parámetros SaX y SaY también presentan concentraciones para intensidades entre 0 y 0.10 g. Para sismos con PGA superiores a este umbral, las deformaciones no superan el 0.20 %, evidenciando una respuesta relativamente pareja del sistema.

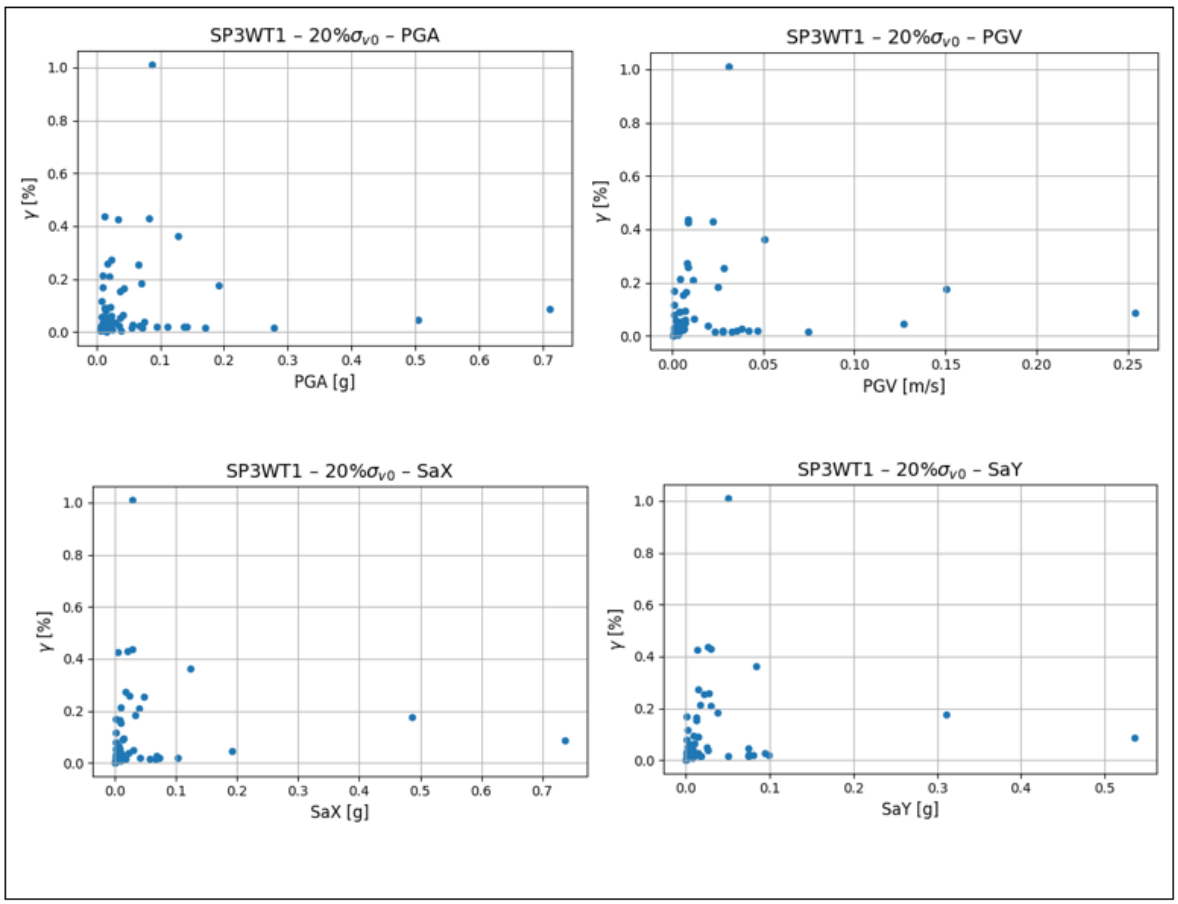


Figura 79 SP3WT1. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 3 m**

Para la Figura 80 se tienen valores de γ observados que se distribuyen desde 0 hasta valores que superan el 0.30 %, indicando eventos puntuales con deformaciones significativamente más altas que el promedio. En el caso del PGV, se aprecia un comportamiento similar, con incrementos notables en situaciones específicas. Para PGA, los valores predominantes se encuentran entre 0 y 0.10 g, mientras que para PGV se ubican mayoritariamente entre 0 y 0.05 m/s. Los sismos con mayores niveles de PGA presentan deformaciones cercanas al 0.05 %, lo que sugiere que, a pesar de la intensidad, la respuesta del suelo se mantiene relativamente contenida para sismos de mayor PGA, y los saltos solo están en sismos de menor intensidad.

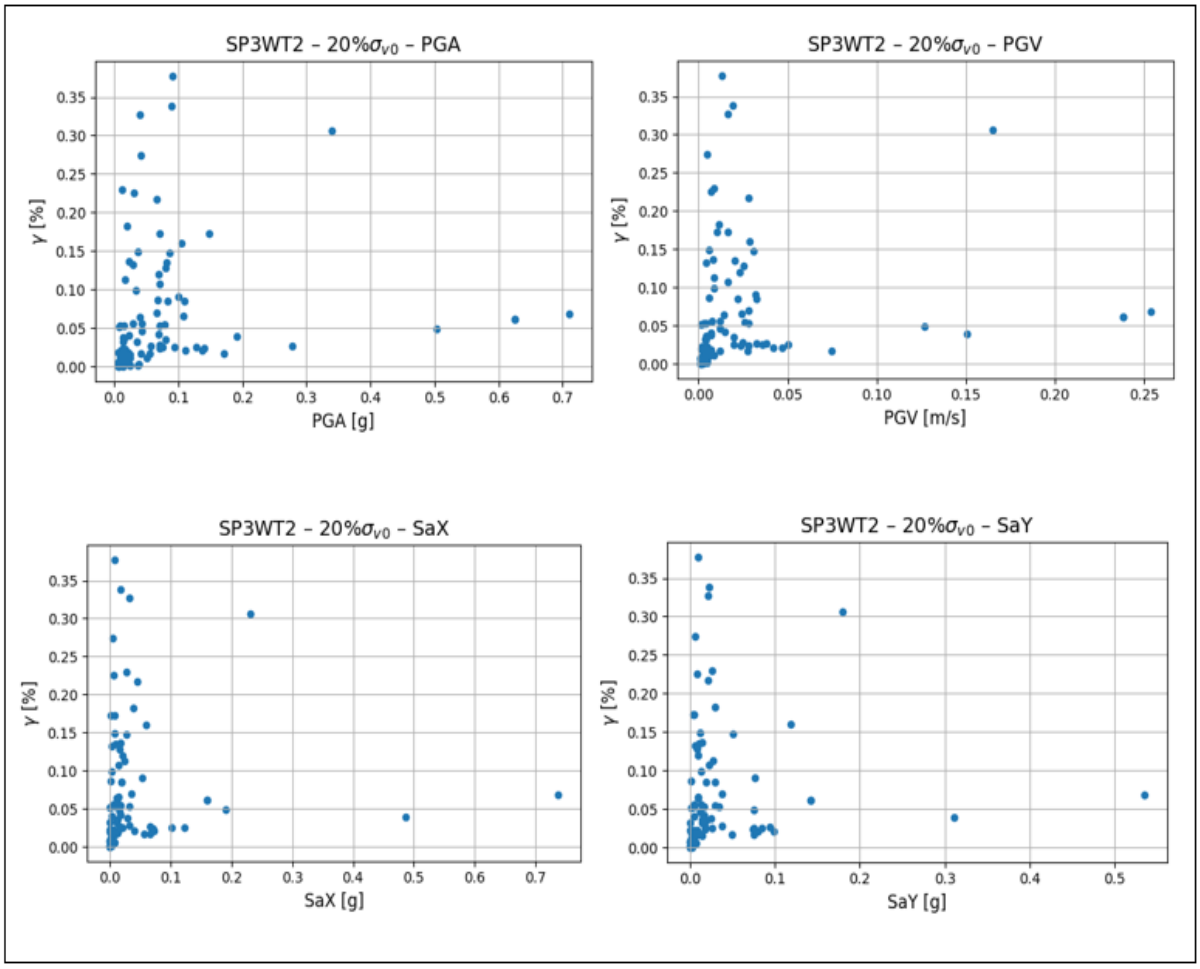


Figura 80 SP3WT2. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 12 m**

En la Figura 81, los valores de γ presentan un comportamiento similar al observado anteriormente, manteniéndose en su mayoría por debajo del 0.40 % para rangos de PGA menores a 0.20 g y PGV inferiores a 0.05 m/s. Sin embargo, lo que se observa son deformaciones aisladas y dispersas que alcancen un rango aproximado de 0.80 % de deformación, en el caso de intensidades mayores de PGA se mantienen más contenidos. Esto sugiere que, para intensidades altas en este caso, la respuesta del suelo no alcanza niveles extremos de deformación, evidenciando un comportamiento estable.

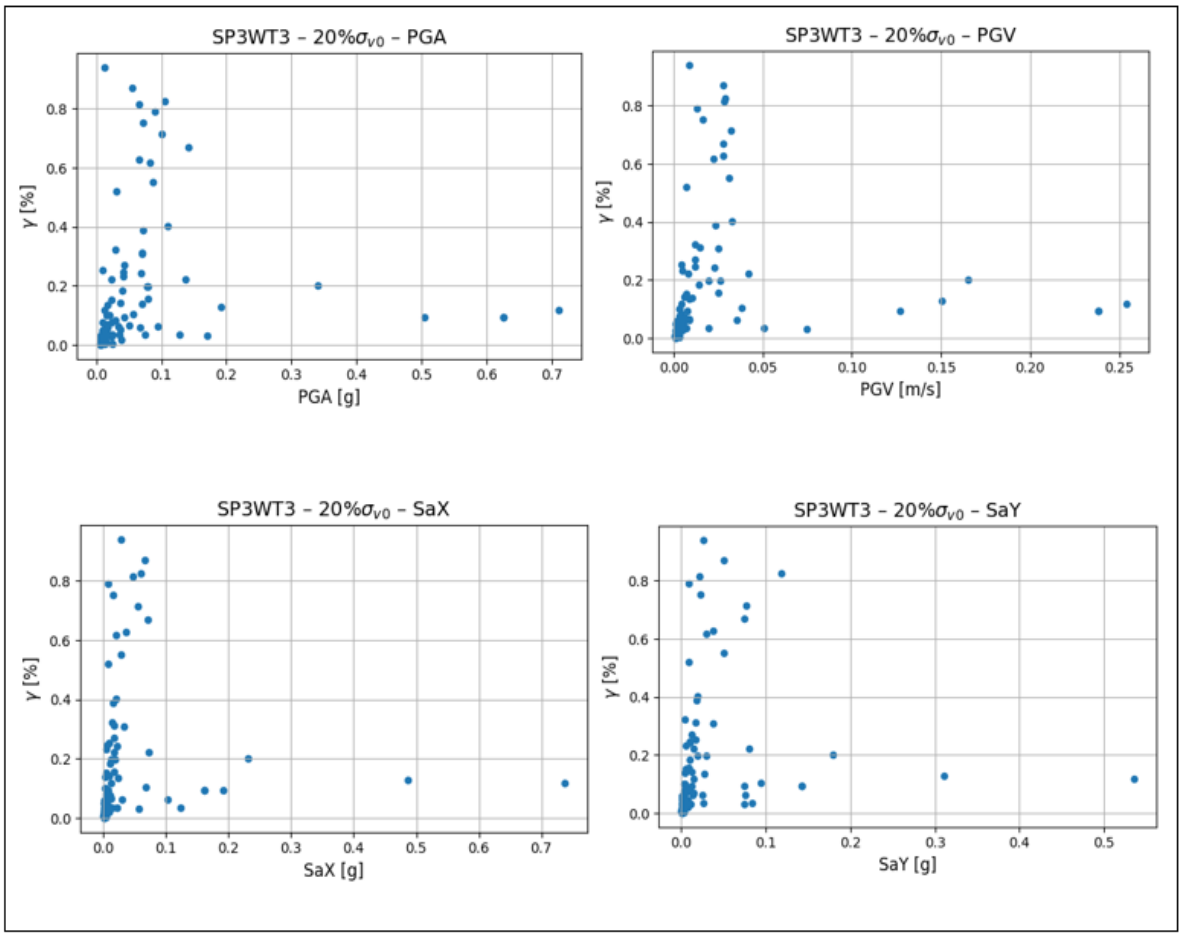


Figura 81 SP3WT3. (Elaboración Propia)

4.3.2. Interslab

4.3.2.1. Condición 1

- **Nivel freático a 3 m**

En la Figura 82, la deformación (γ) se concentra principalmente por debajo del 0.18 % para la mayoría de los valores de PGA, PGV, SaX y SaY. Para PGA y Sa, la mayor parte de los datos se ubica en el rango desde 0 g hasta 1 g aproximadamente. En el caso de PGV, la concentración es evidente para valores entre 0 a 0.40 m/s, aunque existen un punto aislado que excede estos rangos. En general, el comportamiento indica que la mayor parte de los registros sísmicos producen deformaciones moderadas.

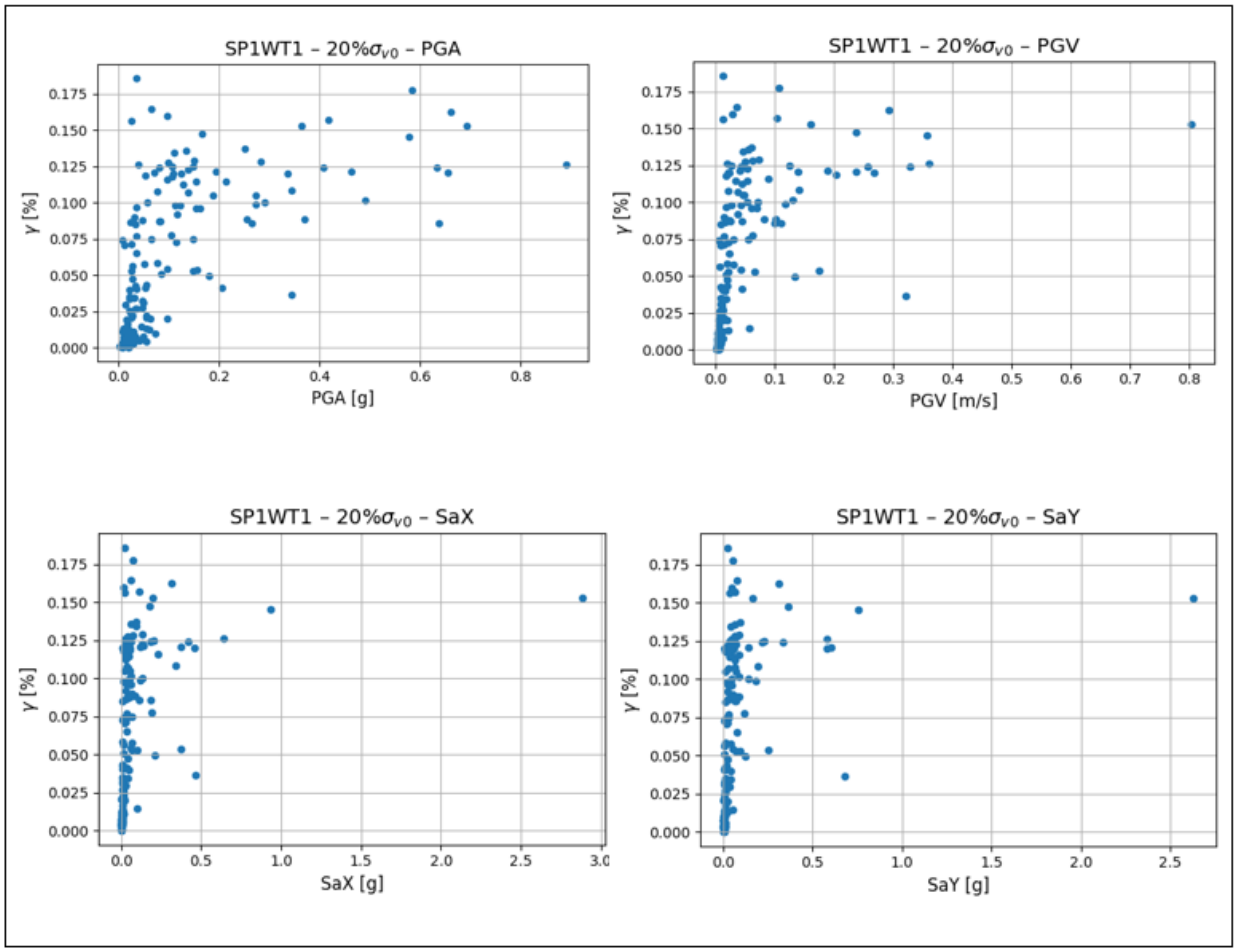


Figura 82 SP1WT1. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 15 m**

En este grupo de gráficos de la Figura 83, las deformaciones (γ) se concentran mayoritariamente por debajo de 0.20 %, tanto para PGA, PGV, SaX como SaY, aunque aparecen algunos valores puntuales que superan este umbral y alcanzan aproximadamente 0.27 %. En el caso de PGA y PGV, los registros se agrupan principalmente en el rango inferior a 0.15 %, con dispersión moderada para valores mayores a 0.2 g o 0.2 m/s. Para SaX y SaY, la tendencia es a un incremento lineal, concentrándose los valores para menos de 0.5 g en ambos casos.

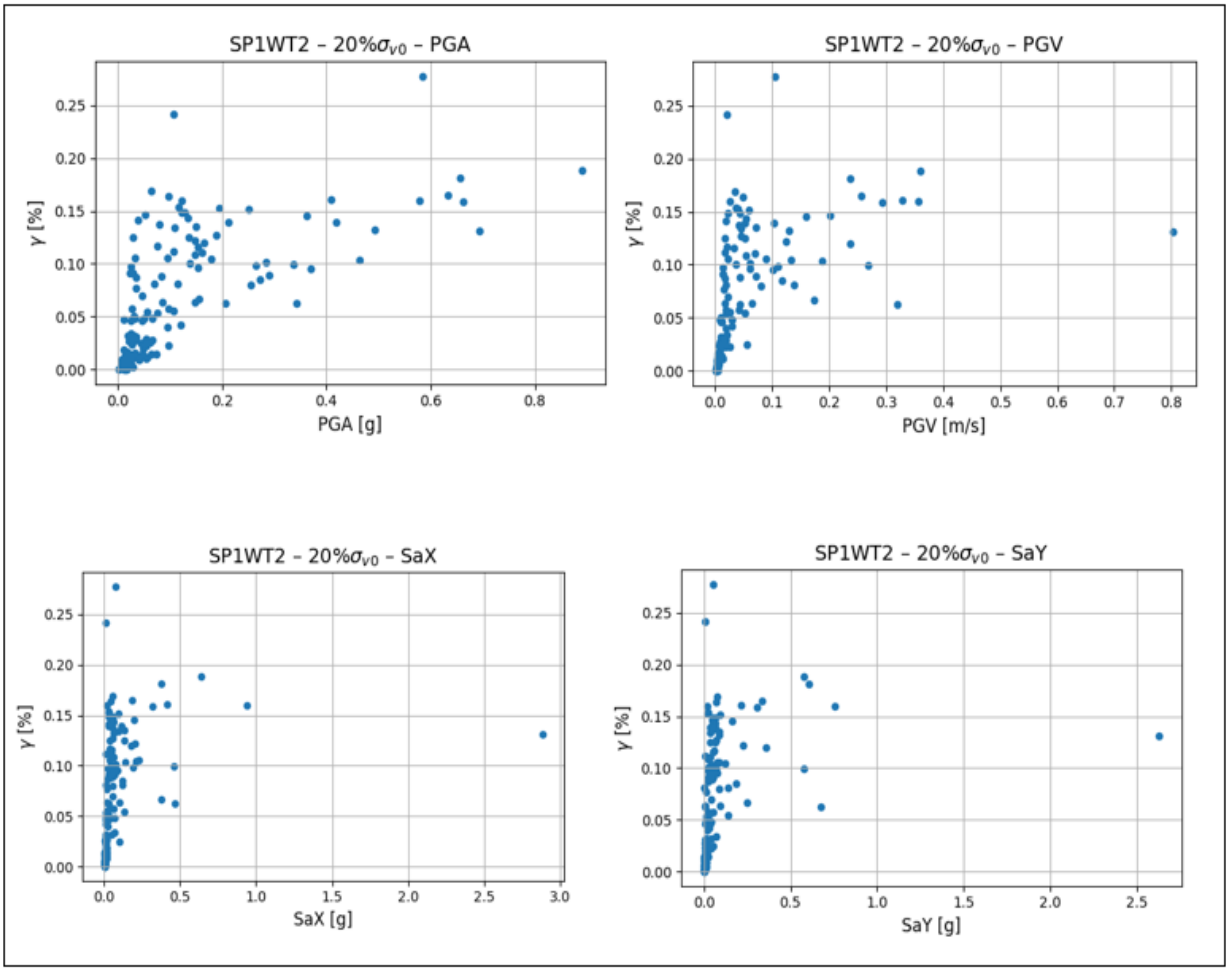


Figura 83 SP1WT2. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 25 m**

En este conjunto de gráficos de la Figura 84, se observa que para PGA y PGV la mayoría de los datos se son muy dispersos con deformaciones (γ) que van desde 0 % a 1 %, en rangos de PGA que van desde 0 g a 1 g aproximadamente y para PGV desde 0 a 0.30 m/s. En SaX y SaY, la concentración principal está por debajo de 0.2 g, y más allá de ese rango los datos se vuelven muy dispersos.

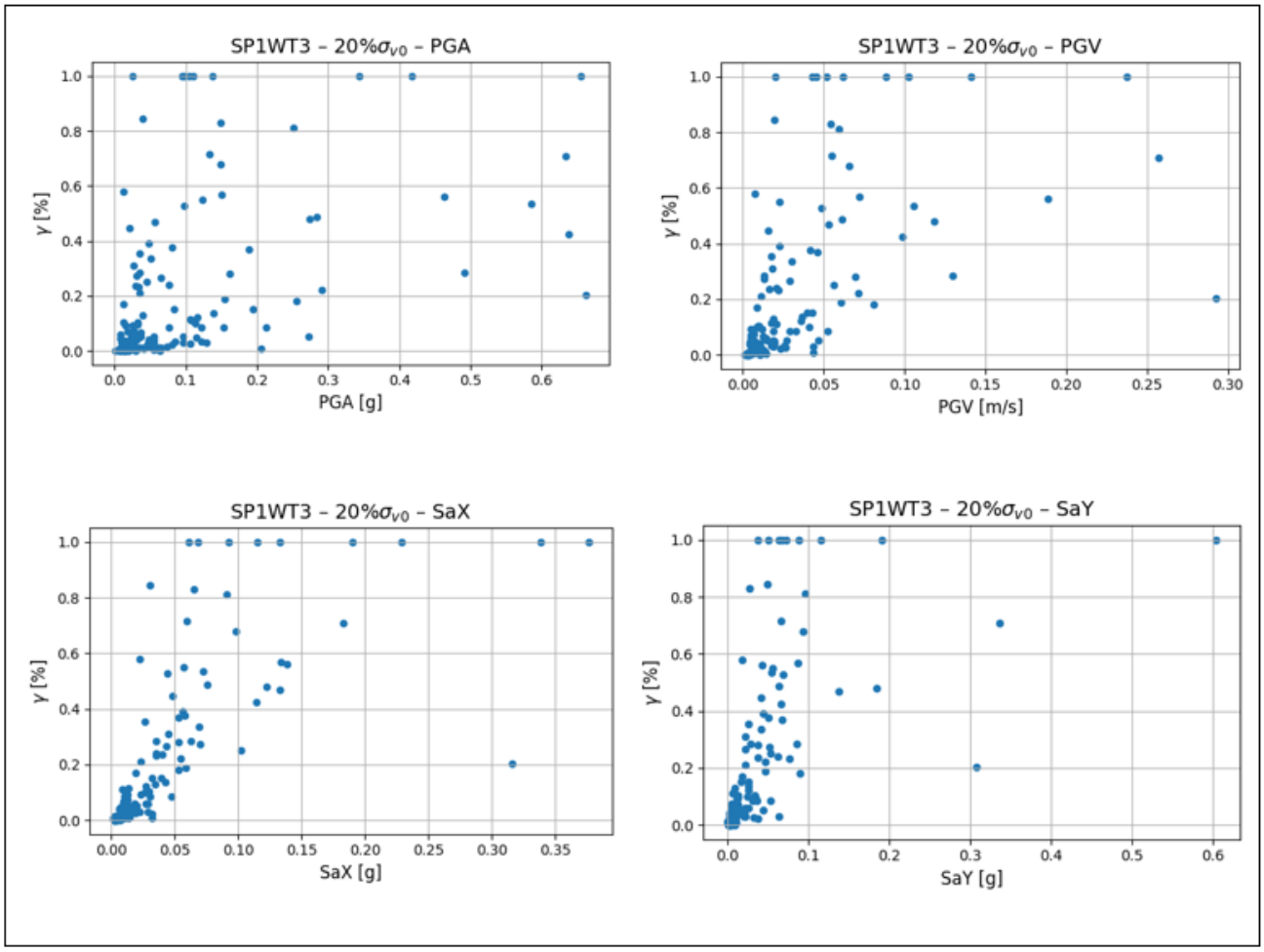


Figura 84 SP1WT3. (Elaboración Propia)

4.3.2.2. Condición 2

- **Nivel freático a 3 m**

En este grupo de la Figura 85, se observa que las deformaciones γ se concentran principalmente por debajo de 0.4 m/s para PGV, en el caso de PGA la mayoría de los registros se encuentran muy dispersos, los valores se agrupan en deformaciones que van desde 0 a 0.1%. En PGV, las deformaciones también alcanzan un 0.1 %. Los parámetros SaX y SaY muestran un patrón particular, ya que, la concentración de los datos se encuentra marcada para valores menores que 0.5 g.

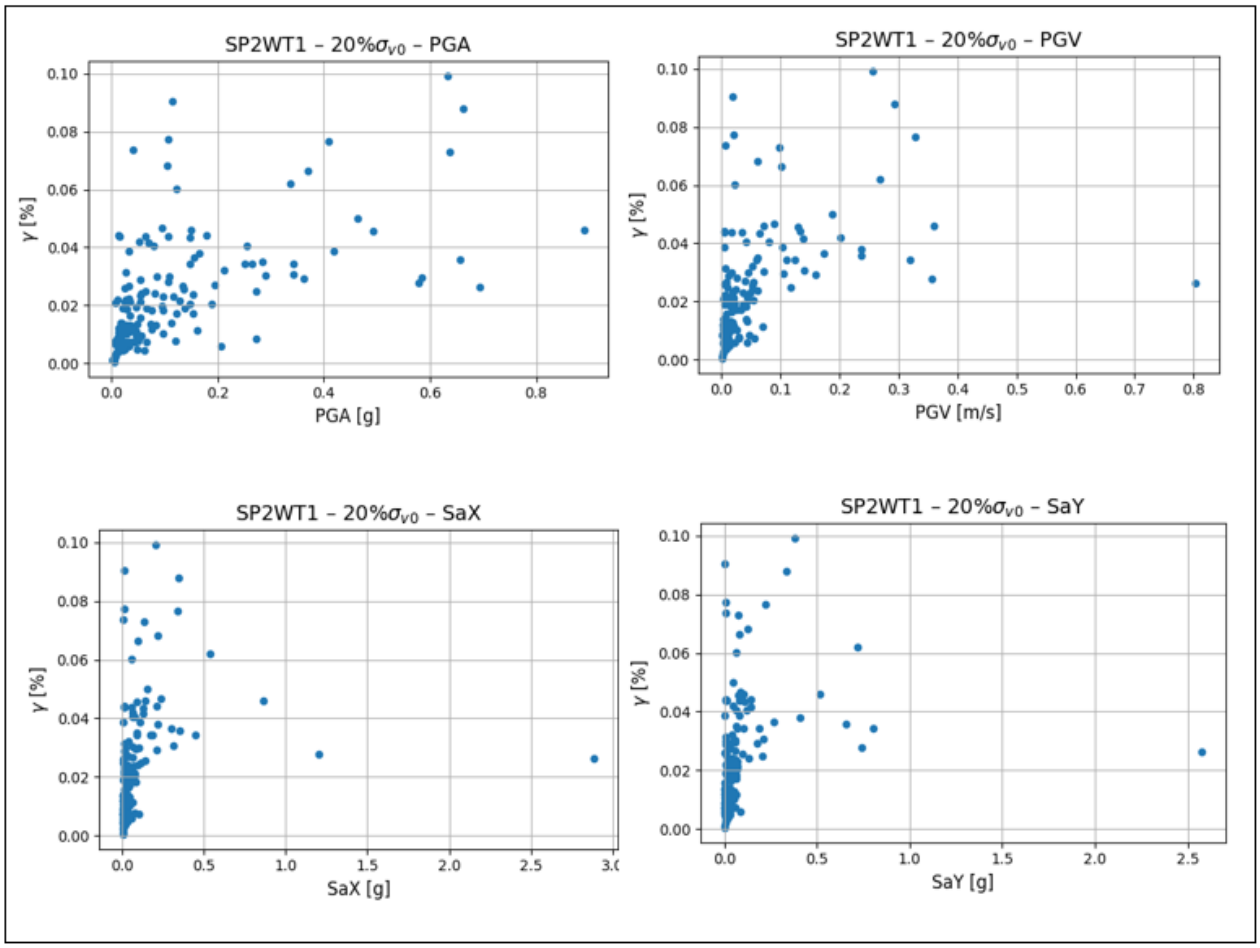


Figura 85 SP2WT1. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 10 m**

En la Figura 86, las deformaciones γ se concentran principalmente por debajo de 0.2 %, con la mayoría de los datos ubicados en rangos de PGA entre 0 y 0.7 g y PGV menores a 0.40 m/s. Sin embargo, se observan algunos registros aislados que alcanzan valores cercanos a 0.9 % en todos los parámetros, indicando eventos puntuales de mayor deformación. Para SaX y SaY, el patrón es similar: fuerte concentración en valores bajos, pero con casos atípicos que se elevan significativamente por encima del promedio. En general, la tendencia indica un comportamiento estable en la mayoría de los casos, con deformaciones altas solo en situaciones específicas.

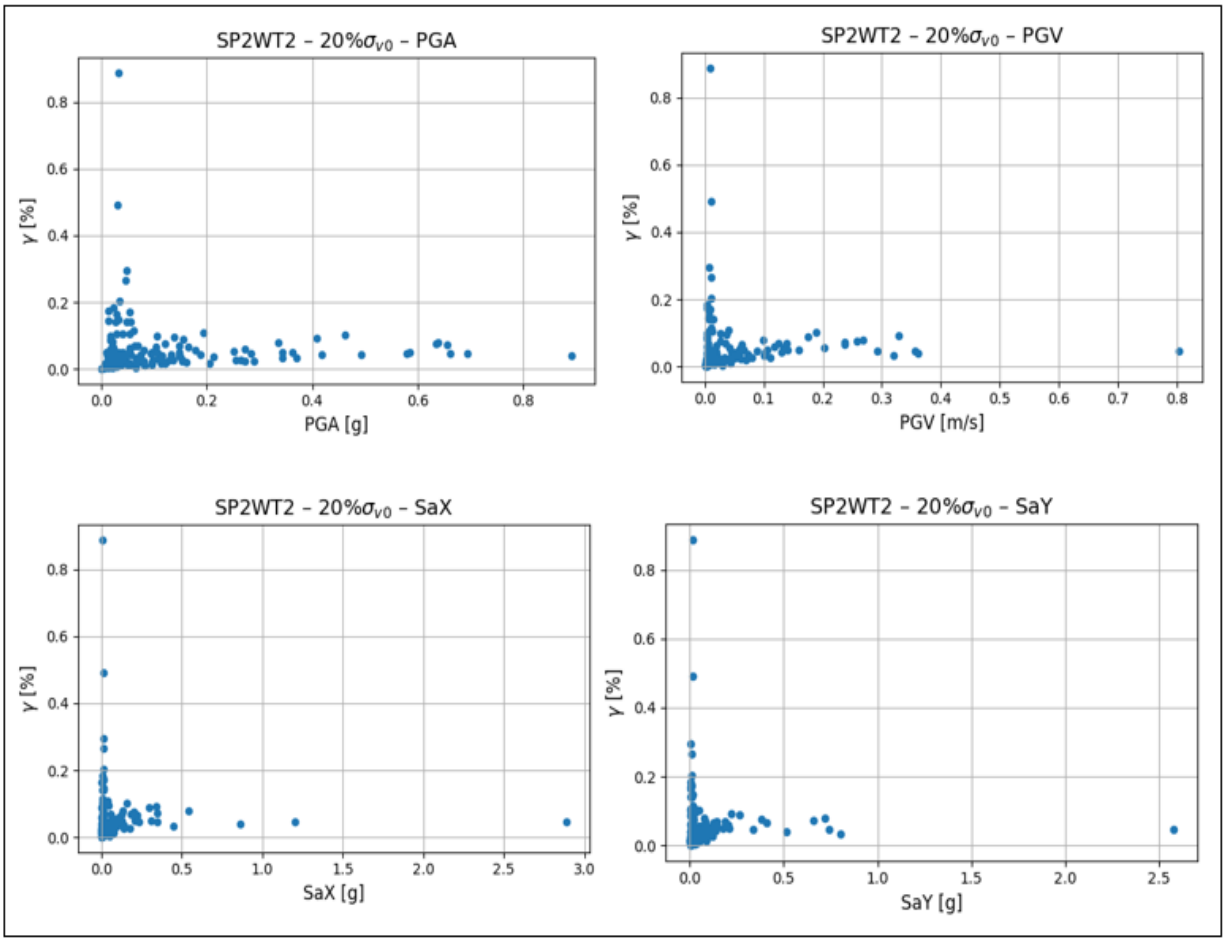


Figura 86 SP2WT2. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 25 m**

En la Figura 87, se aprecia que la mayor concentración de datos para PGA es demasiado dispersa y en el caso de PGV sigue en principio un comportamiento que a medida que aumenta PGV las deformaciones van alcanzando mayores valores hasta llegar a 1% en algunos casos, la ubicación de los datos varía entre 0 y 0.8 g en PGA. En los casos de SaX y SaY, presenta para los mayores valores de Sa deformaciones que alcanzan en todos los casos 1 %, sin embargo, igual presenta dispersión notoria.

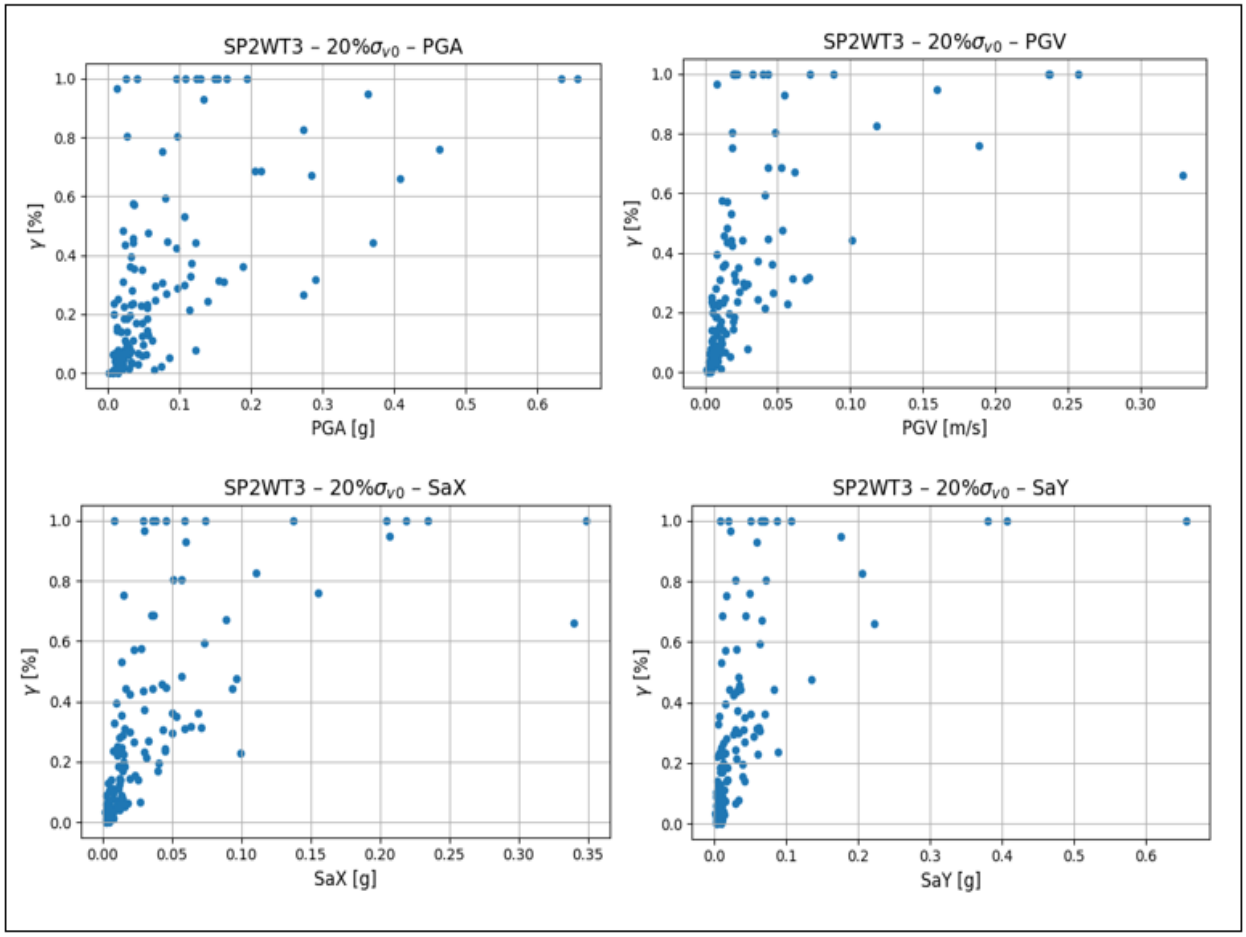


Figura 87 SP2WT3. (Elaboración Propia)

4.3.2.3. Condición 3

- **Nivel freático a 0 m**

En este conjunto de gráficos de la Figura 88 se observa que la mayoría de los datos para PGA y PGV se concentran en deformaciones menores a 0.60 %, con PGA que alcanzan los 0.7 g y PGV tiene la principal concentración de datos por debajo de los 0.4 m/s. Sin embargo, existen registros aislados que alcanzan deformaciones superiores al 1 %, que es excesivo. Para los SaX y SaY, presentan un comportamiento muy parecido al de PGV, alcanzando valores de 1.4 %, en rangos de Sa inferiores a 1 g.

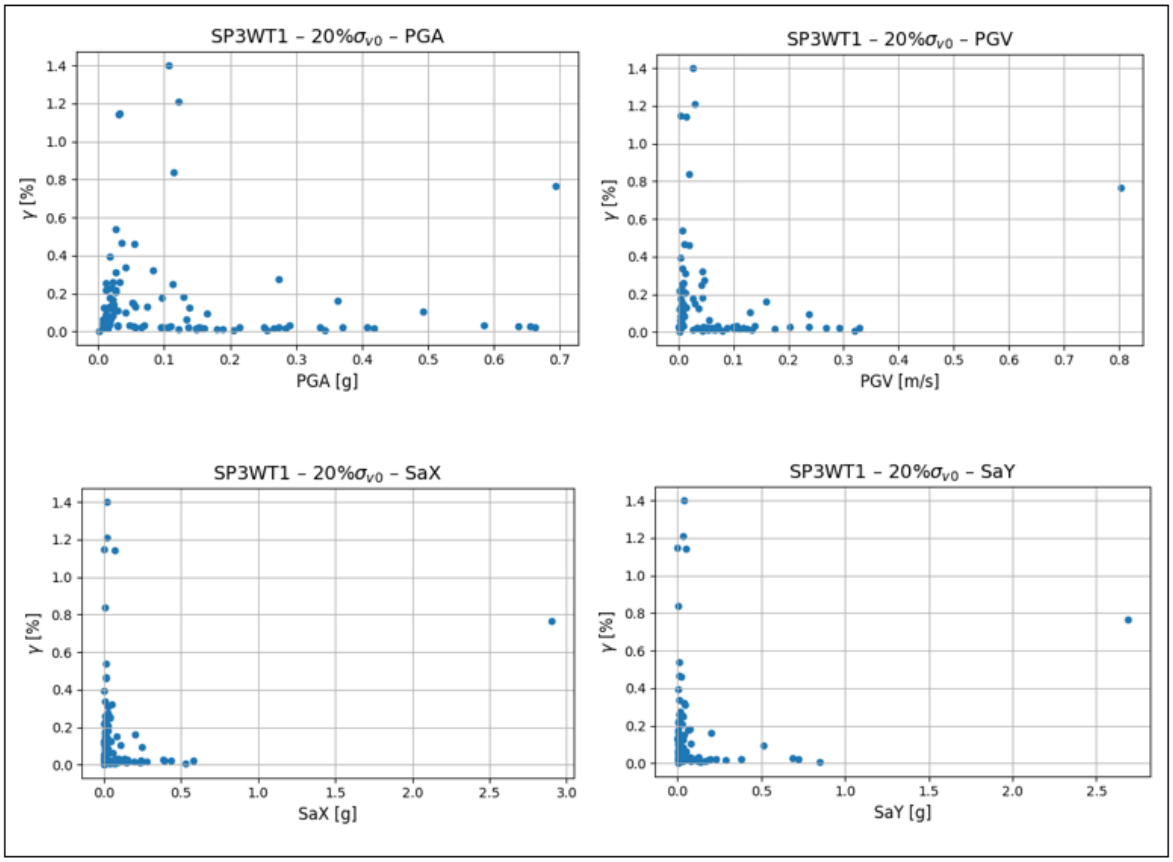


Figura 88 SP3WT1. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 3m**

En la Figura 89, la mayoría de los registros para PGA, PGV, SaX y SaY muestran deformaciones γ inferiores a 0.60 %, con concentraciones notorias en rangos de aceleración inferiores a 0.7 g y de velocidad inferiores a 0.4 m/s. Sin embargo, se identifican algunos valores puntuales que alcanzan deformaciones superiores al 1 %, distribuidos de forma aislada y asociados a bajas aceleraciones o velocidades. En general, la tendencia refleja que los niveles elevados de deformación son poco frecuentes y que la respuesta predominante se mantiene en un rango de baja solicitación dinámica.

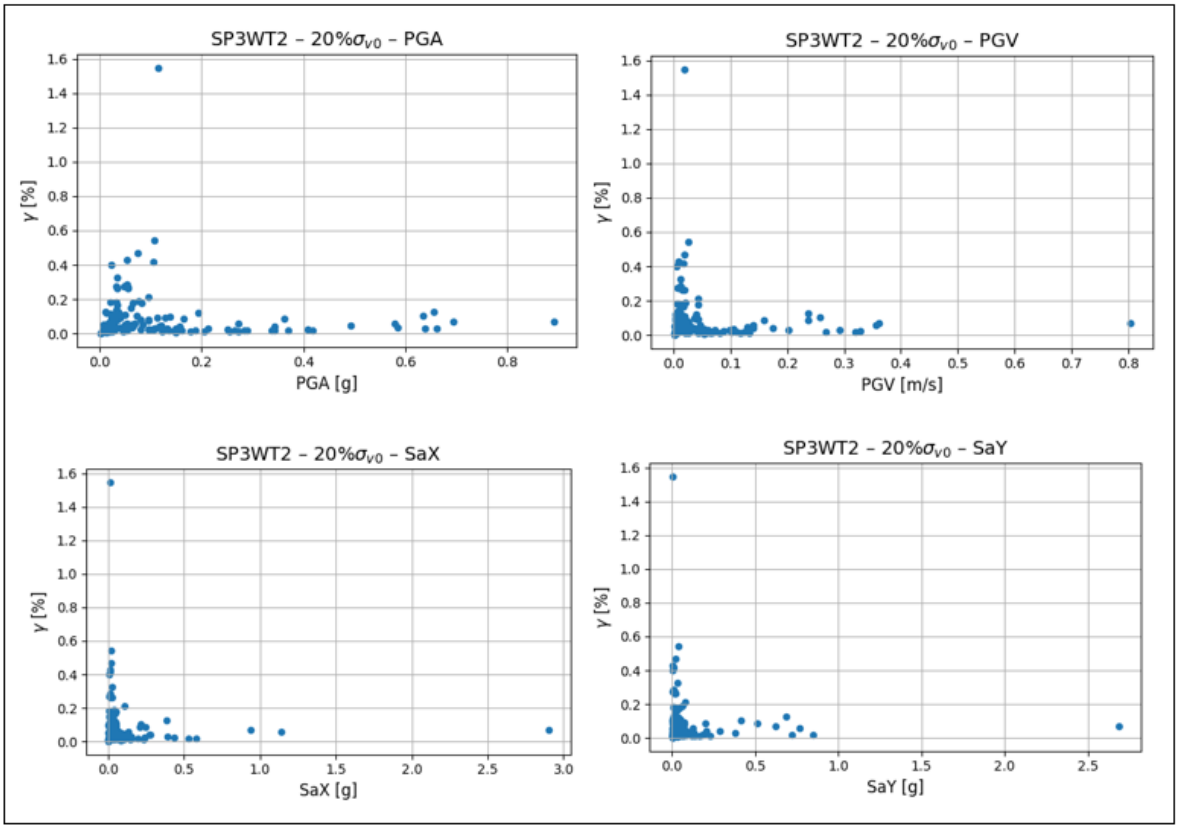


Figura 89 SP3WT2. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 12 m**

En el caso de la Figura 90, la deformación (γ) presenta una distribución de los datos para el caso de PGV de una especie de L, que se presentan en una velocidad inferior a 0.45 m/s, alcanza en este rango deformaciones del 1 %, en el caso de PGA, presenta datos bastantes dispersos que se distribuyen desde 0 a 0.8 g. La respuesta en el caso de Sax y SaY es un comportamiento de alcanzar grandes deformaciones para bajas aceleraciones, a medida que se incrementa la aceleración las deformaciones no pasan 0.40 %.

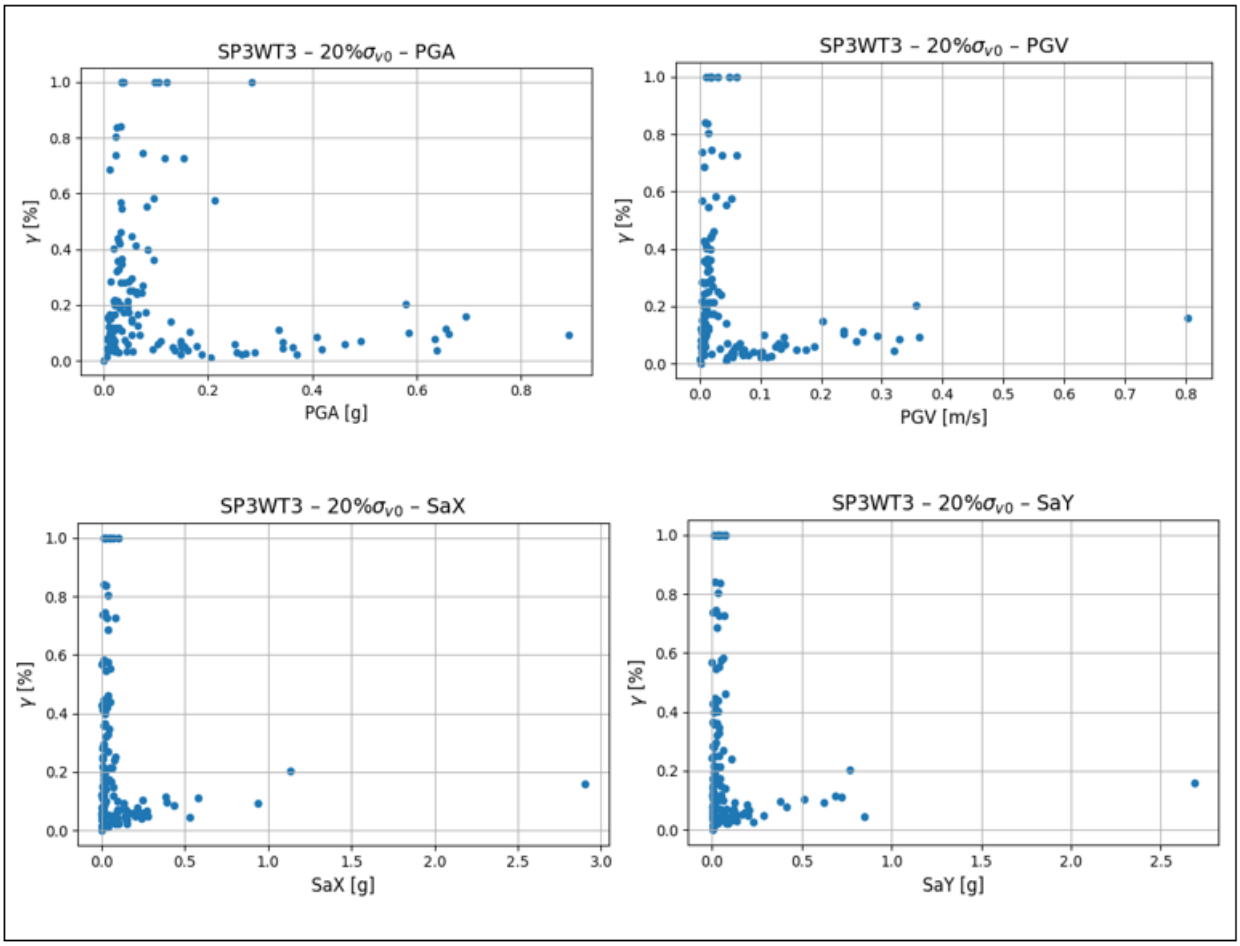


Figura 90 SP3WT3. (Elaboración Propia)

4.3.3. Intraslab

4.3.3.1. Condición 1

- **Nivel freático a 3 m**

En la Figura 91, se logra apreciar que las deformaciones (γ) se encuentran para valores en general inferiores a γ=0.2%, en el caso de PGA. Para el caso de PGV, aproximadamente se concentran los valores en un rango inferior a γ=0.15 %. Los valores se encuentran en un rango principal de 0 a 0.4 g en el caso de PGA, y para PGV, se encuentran inferiores a 0.2 m/s. A priori, no se observan correlaciones directas entre mayores solicitaciones y aumentos importantes de deformación.

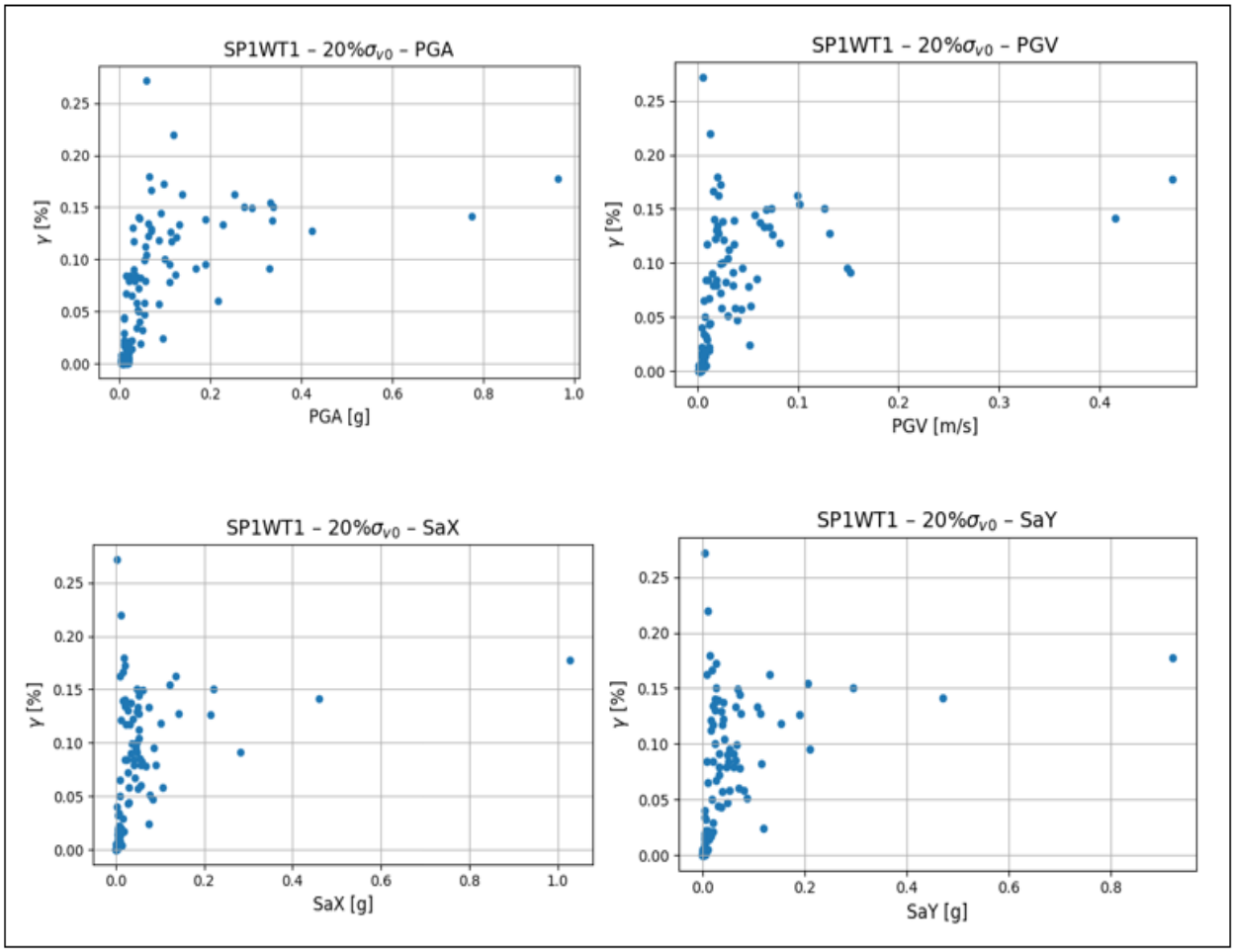


Figura 91 SP1WT1. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 15 m**

Para la Figura 92, se aprecia que la mayoría de las deformaciones cortantes γ permanecen bajo 0.25 %, aunque se identifican dos valores aislados que están en el orden de 0.40% de deformación. La distribución de datos en PGA y PGV muestra concentraciones para valores menores a 0.2 g y 0.1 m/s, respectivamente. Sin embargo, los valores previos a deformaciones de 0.10 % se encuentran uniformes y luego se dispersan. Para SaX y SaY, tienen comportamientos similares a PGA.

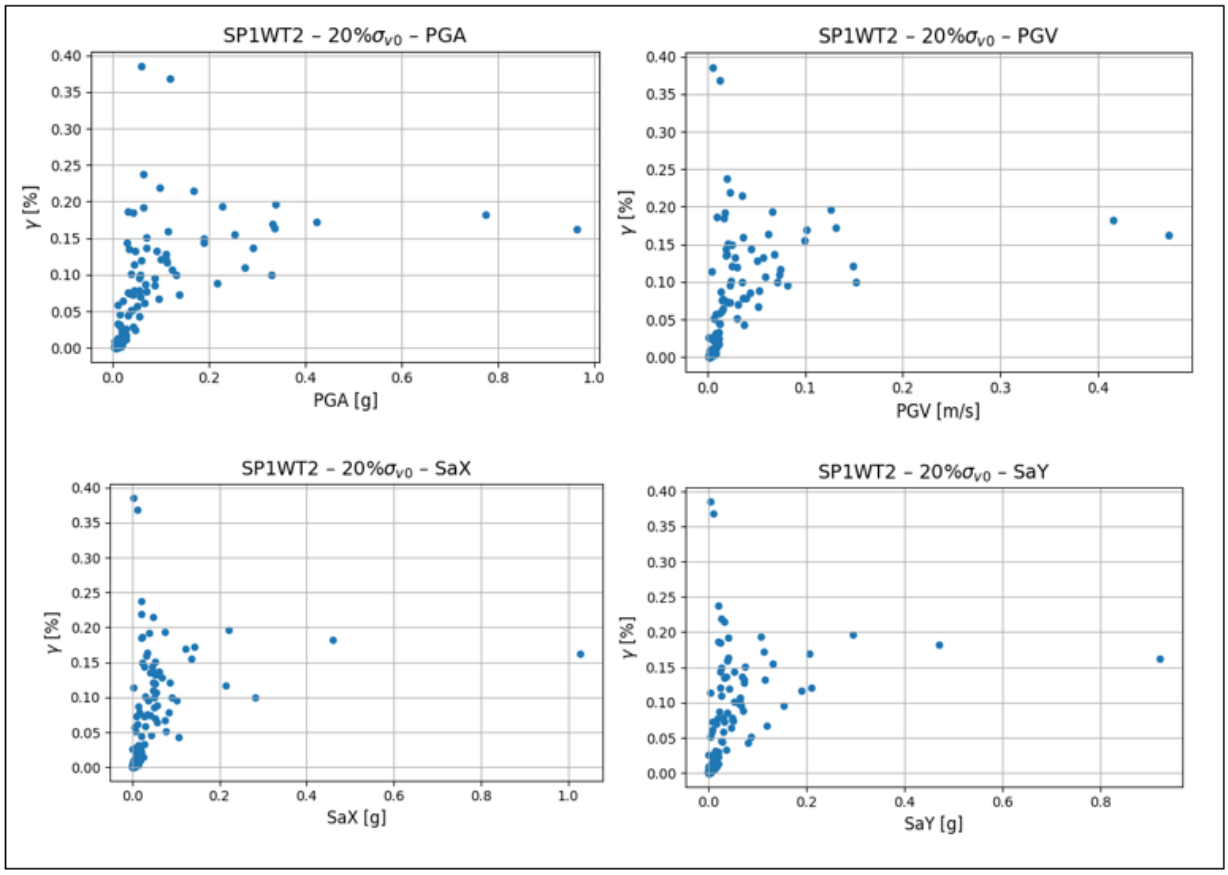


Figura 92 SP1WT2. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 25 m**

Para la Figura 93, lo que se tiene es un mayor parte de las deformaciones cortantes (γ) se mantiene por debajo del 1 %, aunque se observa un evento aislado cercano al 10 %, lo que representa un caso extremo, no realista y que por lo tanto para los análisis siguientes se descartara, debido a que no es un valor con realidad física. En cuanto, al PGA Y PGV, para la mayoría de los registros sísmicos tienen concentraciones de datos bajo 0.5 g y 0.2 m/s, respectivamente.

En SaX y SaY, la tendencia es similar, con la mayor densidad de puntos en valores menores a 0.3 g y un único registro extremo coincidente con el máximo de γ.

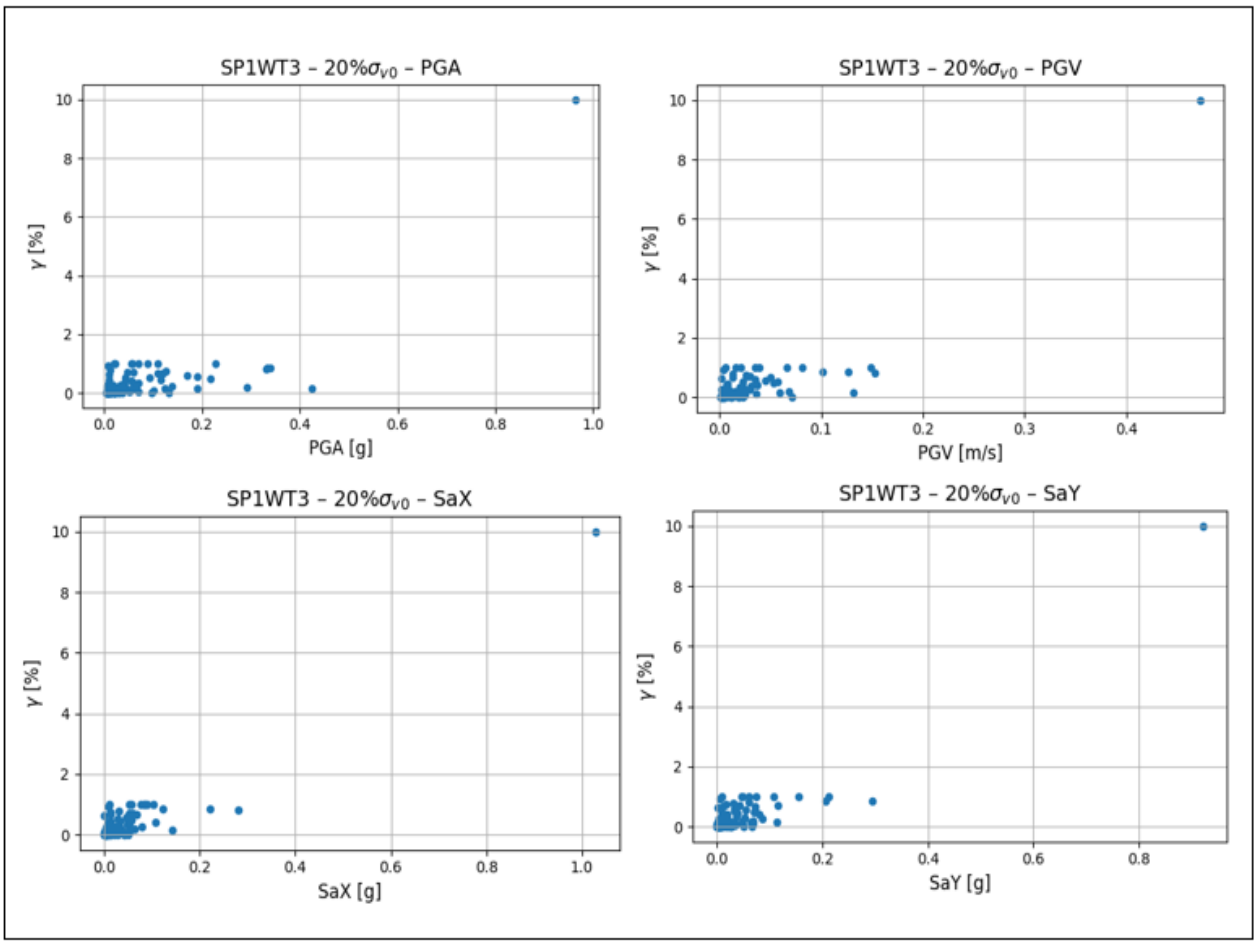


Figura 93 SP1WT3. (Elaboración Propia)

4.3.3.2. Condición 2

- **Nivel freático a 3 m**

En la Figura 94, las deformaciones cortantes (γ) se concentran principalmente por debajo del 0,075 %, con algunos valores dispersos que alcanzan hasta 0,20 %. Los valores de PGA se sitúan mayoritariamente bajo 0,3 g, mientras que PGV rara vez supera 0,1 m/s, mostrando un rango de demanda sísmica moderado. Tanto SaX como SaY presentan la mayor densidad de puntos en el rango de aceleraciones bajo los 0.3 g, con escasos registros que alcanzan valores cercanos a 1,4 g y 1,0 g, respectivamente, sin un aumento proporcional en (γ). Esto sugiere que, incluso ante incrementos puntuales en la intensidad sísmica, la respuesta de deformación se mantiene baja en la mayoría de los casos.

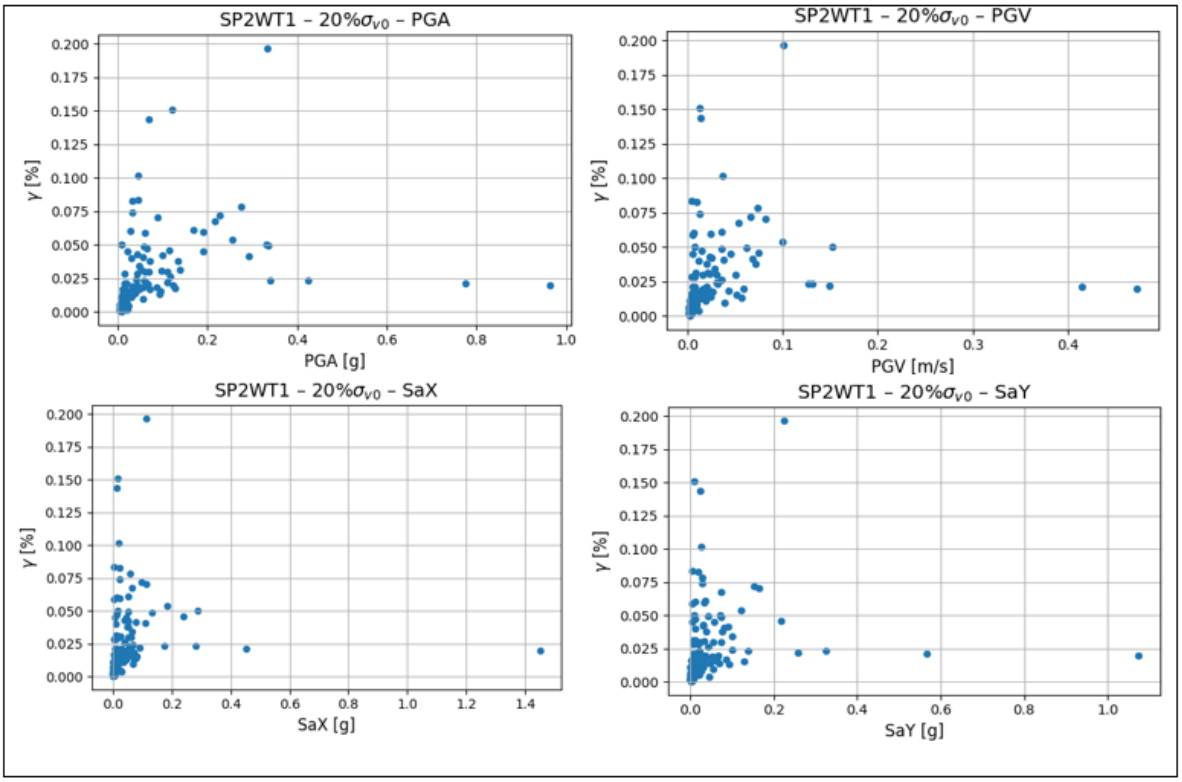


Figura 94 SP2WT1. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 10 m**

En la Figura 95, la respuesta en deformación cortante (γ) se mantiene principalmente por debajo del 0,10 %, con casos puntuales que alcanzan hasta 0,60 %, lo cual corresponde a un evento aislado que presento una mayor demanda

En cuanto al PGA, la mayoría de los valores se concentran por debajo de 0,4 g, sin mostrar una correlación lineal evidente con el incremento de (γ).

En el caso de PGV, la mayoría de los registros no supera 0,20 m/s, y presenta dos casos singulares con deformación alta a baja velocidad, sugiriendo un posible efecto local.

Para SaX y SaY, la concentración de datos está en rangos bajos (<0,3 g), y presenta comportamientos similares a los anteriores.

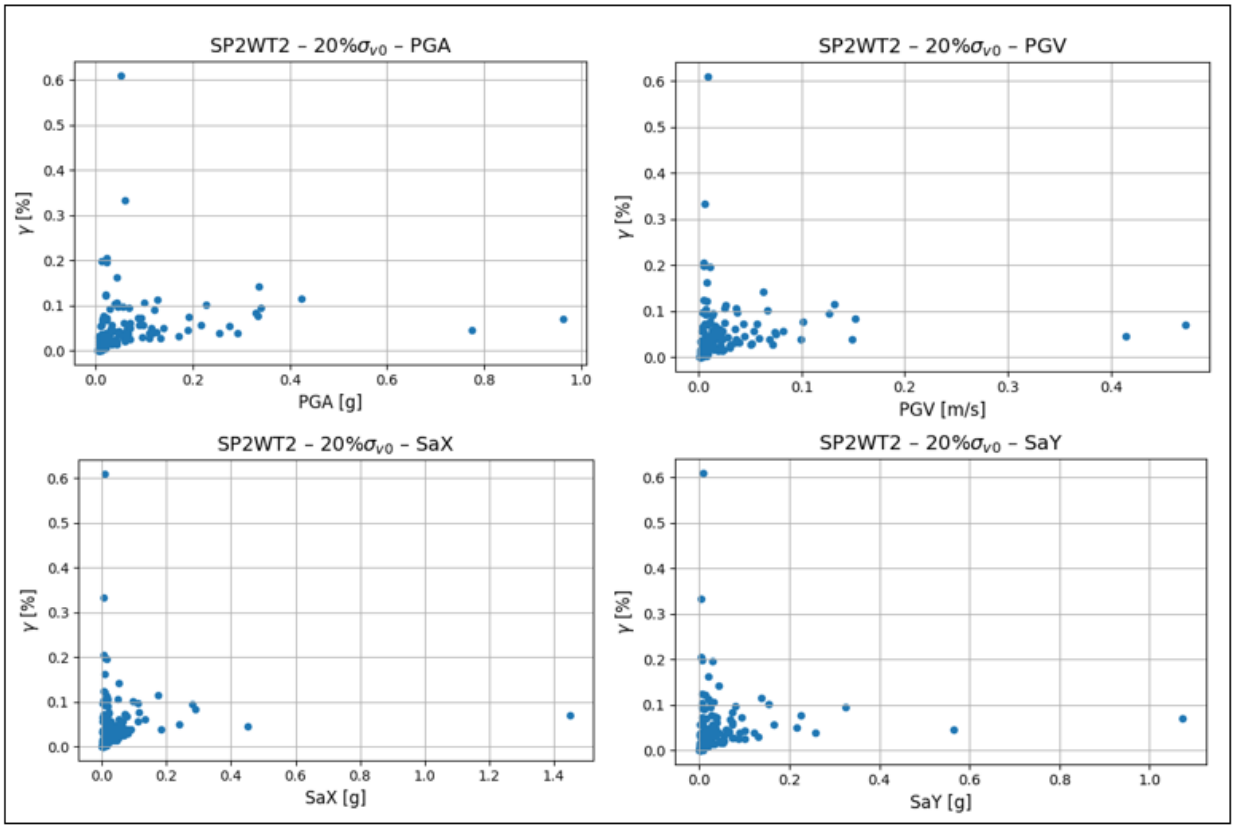


Figura 95 SP2WT2. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 25 m**

Para el caso de la Figura 96, lo que se logra observar es que existe una relación entre el aumento de PGA con el aumento de la deformación cortante, alcanzando valores en bastantes casos de γ = 1,0 %, sismos de baja intensidad también tienen deformaciones de 1.0 % en algunos casos, sin embargo, sus resultados se concentran mayoritariamente por debajo de 0.4% para PGA < 0,1 g; existen pocos casos que llegan a γ ≈ 1 %.

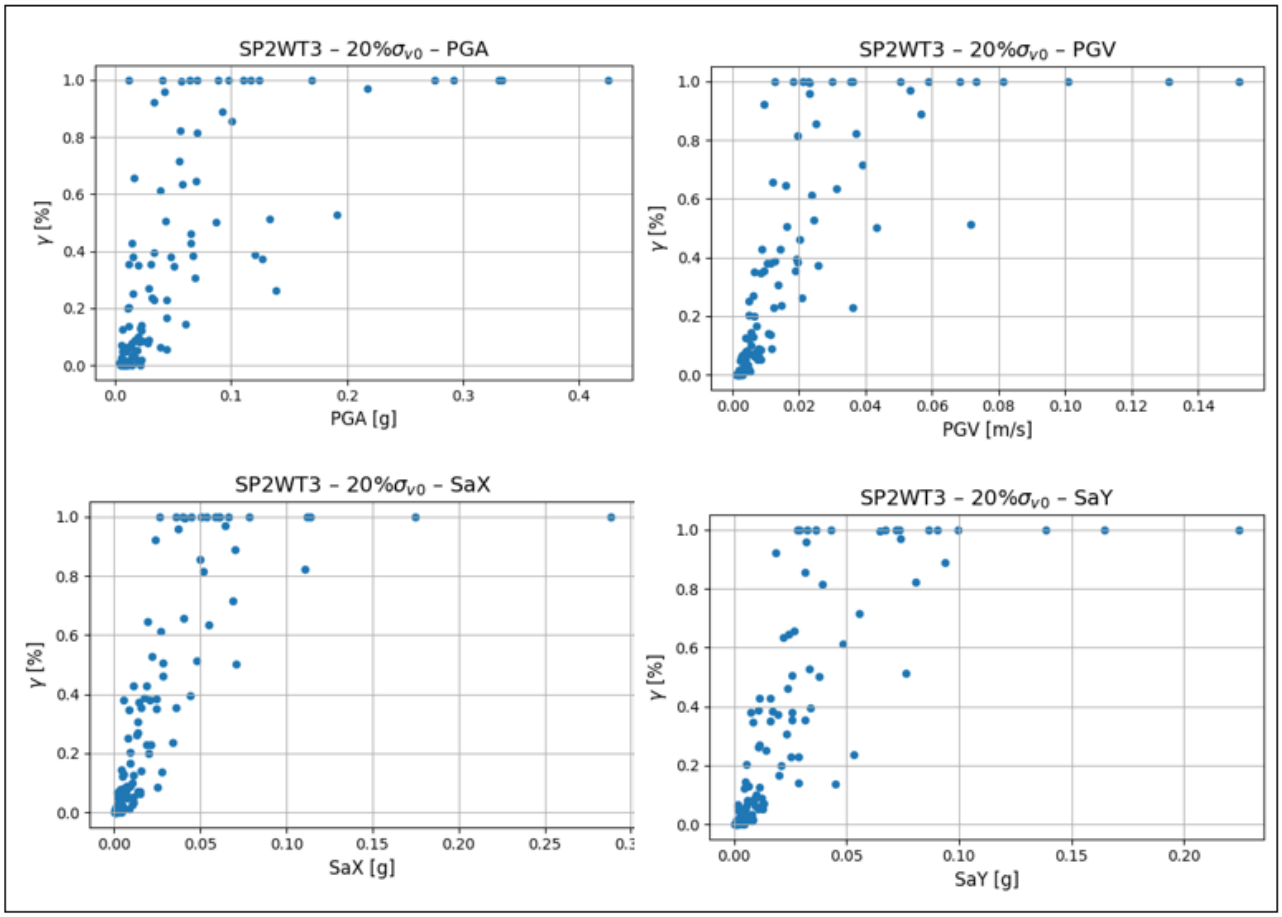


Figura 96 SP2WT3. (Elaboración Propia)

4.3.3.3. Condición 3

- **Nivel freático a 0 m**

Para la Figura 97, se tiene que la deformación cortante (γ) se concentra por debajo de 0,5 % para la mayoría de los registros, con unos pocos casos aislados que van desde los 0.5 % hasta los 2.1 %. En cuanto al PGA y PGV, los valores elevados de (γ) aparecen para intensidades sísmicas bajas.

En el caso de SaX y SaY, la mayoría de los puntos se agrupa en el rango 0 – 0.25 g, y los puntos de alta deformación también se generan para intensidades bajas. En general, la tendencia confirma que la magnitud de la deformación no depende exclusivamente del nivel de excitación de los IM.

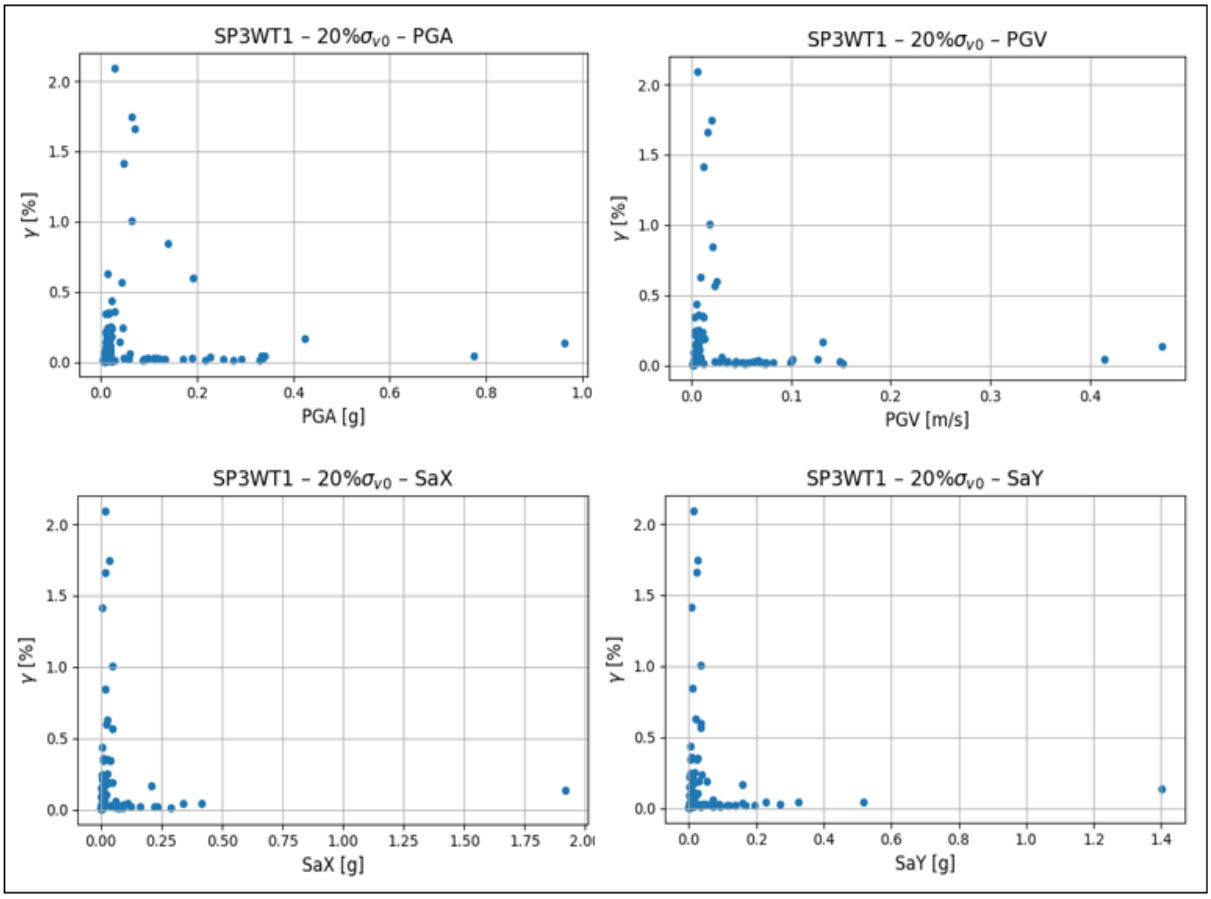


Figura 97 SP3WT1. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 3 m**

En la Figura 98, la deformación cortante γ se mantiene en la mayoría de los casos por debajo de 0,5 %, aunque aparecen pocos eventos aislados que alcanzan valores alrededor de un 2 % de deformación.

En PGA y PGV, los incrementos de (γ) no siguen una correlación directa con la intensidad, observándose deformaciones altas incluso con valores bajos de IM. En SaX y SaY, la concentración de puntos se ubica en el rango de 0–0,25 g, con unos pocos puntos que no coinciden con los mayores valores espectrales.

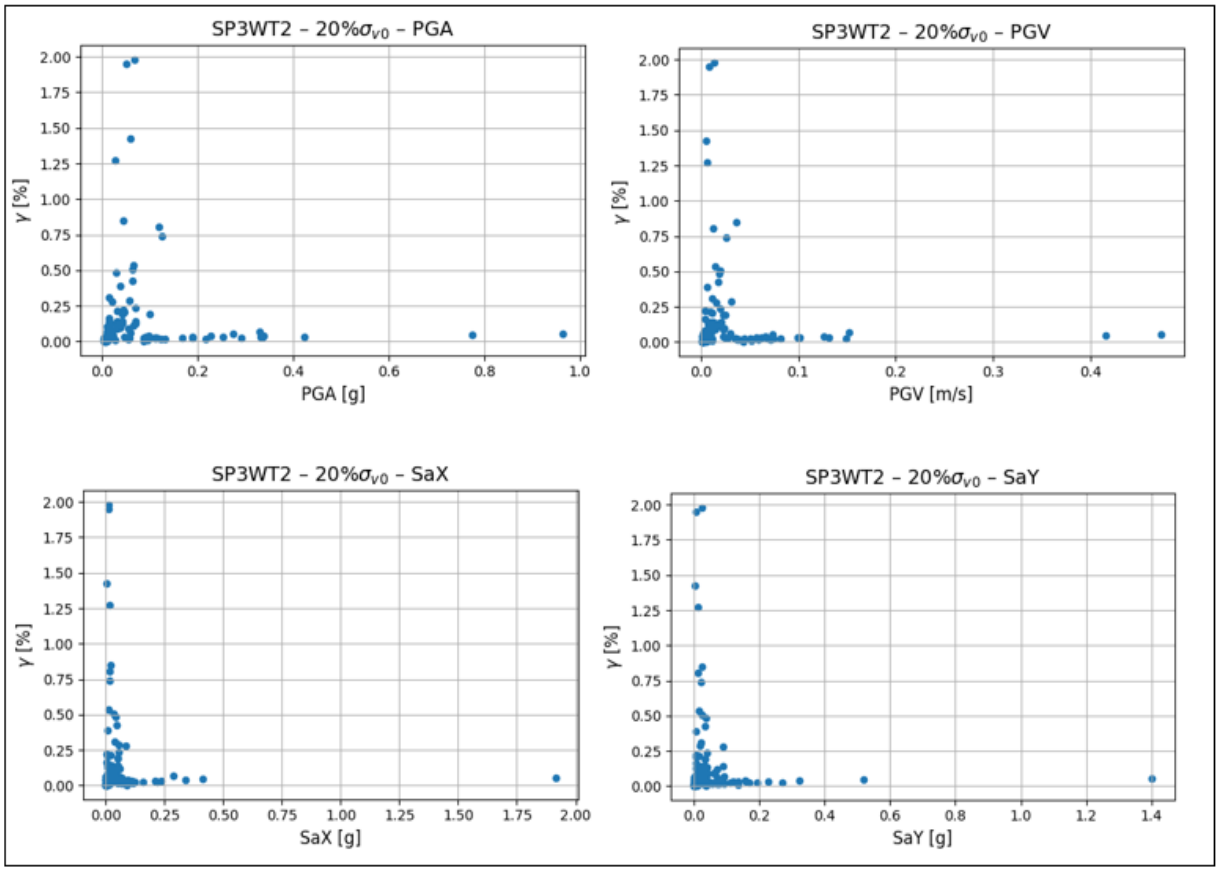


Figura 98 SP3WT2. (Elaboración Propia)

- **Nivel freático a 12 m**

En el caso de la Figura 99, las deformaciones cortantes (γ) se mantienen generalmente por debajo de 0,3 %, con pocos casos alcanzando valores cercanos de deformaciones de 1.0 %

Tanto para PGA como para PGV, los mayores (γ) no corresponden necesariamente a las máximas intensidades, lo que indica que la relación no es lineal ni estrictamente dependiente del nivel de IM.

En SaX y SaY, la mayoría de los puntos se agrupan en bajas aceleraciones espectrales (<0,25 g), con aislados casos que alcanzan valores altos sin generar deformaciones proporcionalmente mayores.

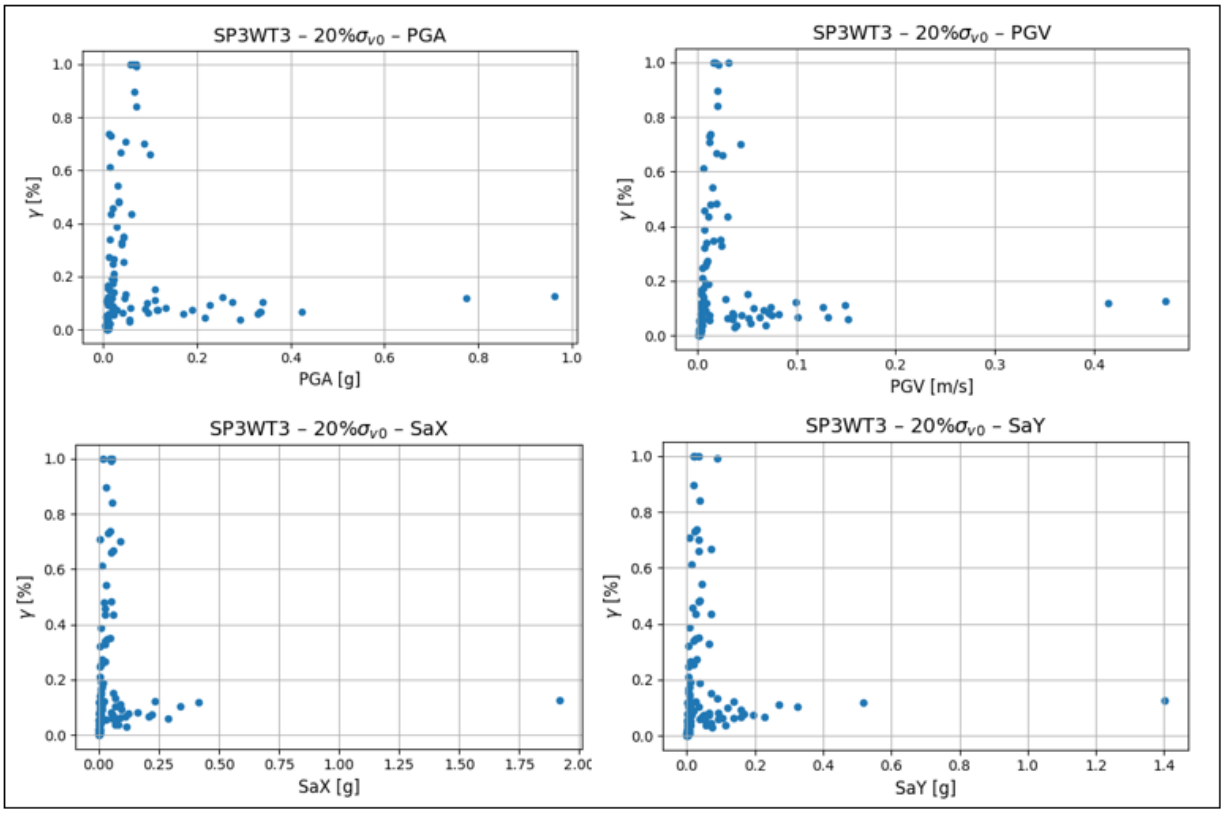


Figura 99 SP3WT3. (Elaboración Propia)

4.4. Curvas de fragilidad

4.4.1. Para diferentes sigmas.

En la **Figura 100**, que muestra la curva de fragilidad en función del PGA, se aprecia que para una degradación de resistencia del 50% (σ = 50%) la probabilidad de exceder el umbral de deformación de 0.03% es sensiblemente menor que en los casos con degradaciones del 80%, 85% y 95% (σ = 20%, 15% y 5%, respectivamente). Este patrón evidencia que, a medida que aumenta la degradación (y, por ende, disminuye la resistencia residual del material), la probabilidad de alcanzar o superar dicho umbral crece de forma notable. En otras palabras, los estados con mayores pérdidas de resistencia presentan una mayor susceptibilidad a exceder la deformación crítica, incluso ante niveles moderados de aceleración.

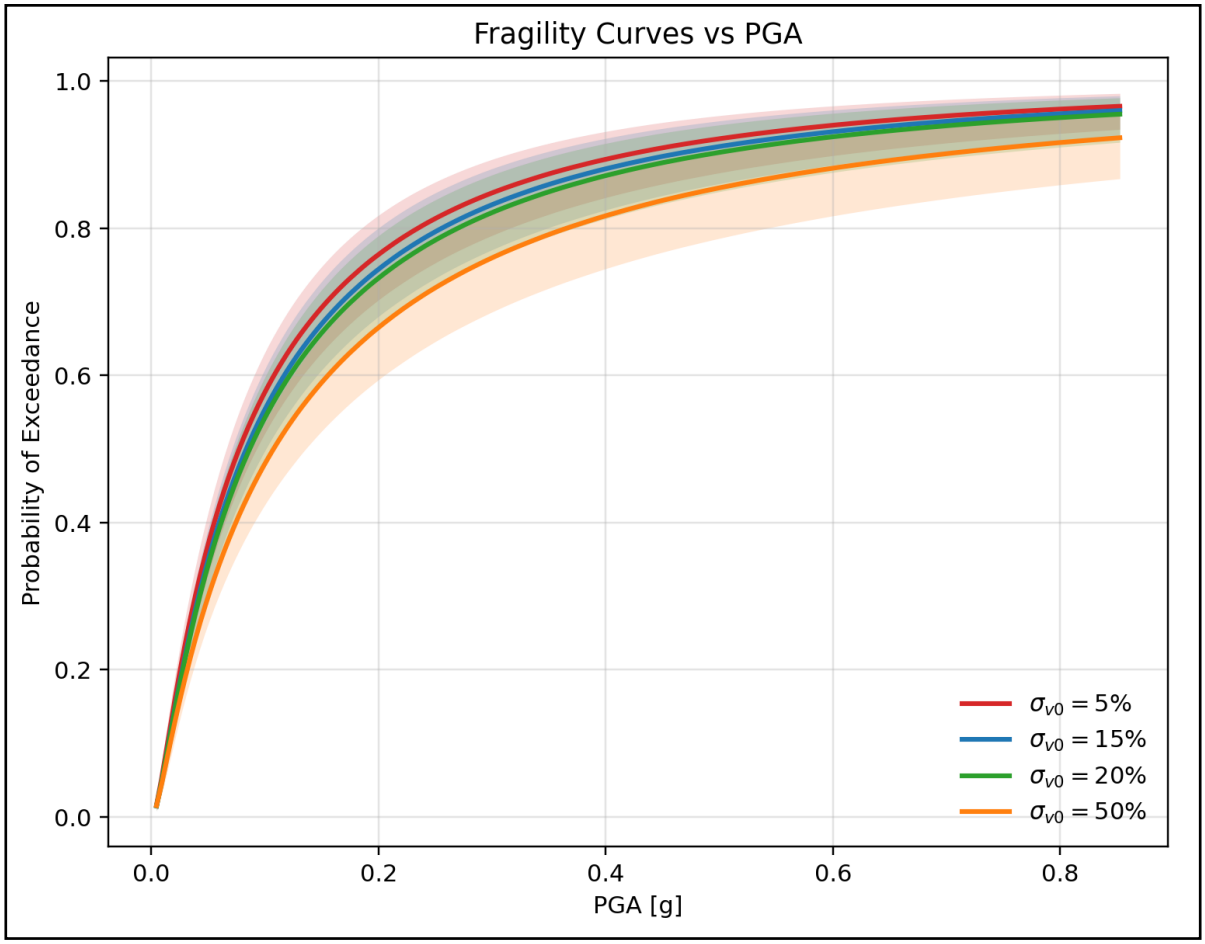


Figura 100 Curva de fragilidad PGA. (Elaboración propia)

En la **Figura 101**, correspondiente a las curvas de fragilidad en función del PGV, se observa un patrón similar al caso anterior, donde las probabilidades más bajas se asocian a la degradación de resistencia del 50% (σ = 50%). A medida que la degradación aumenta, es decir, que la resistencia residual disminuye la probabilidad de exceder el umbral de deformación de 0.03% se incrementa de manera significativa. En este sentido, el 80% de probabilidad de licuación se alcanza para σ = 20%, σ = 15% y σ = 5% con valores de PGV cercanos a 0.05 m/s, mientras que para σ = 50% dicha probabilidad no llega a alcanzarse, manteniéndose en torno al 70% como valor máximo. Este comportamiento confirma que los suelos con mayor pérdida de resistencia son más propensos a desarrollar licuación incluso ante PGV moderadas.

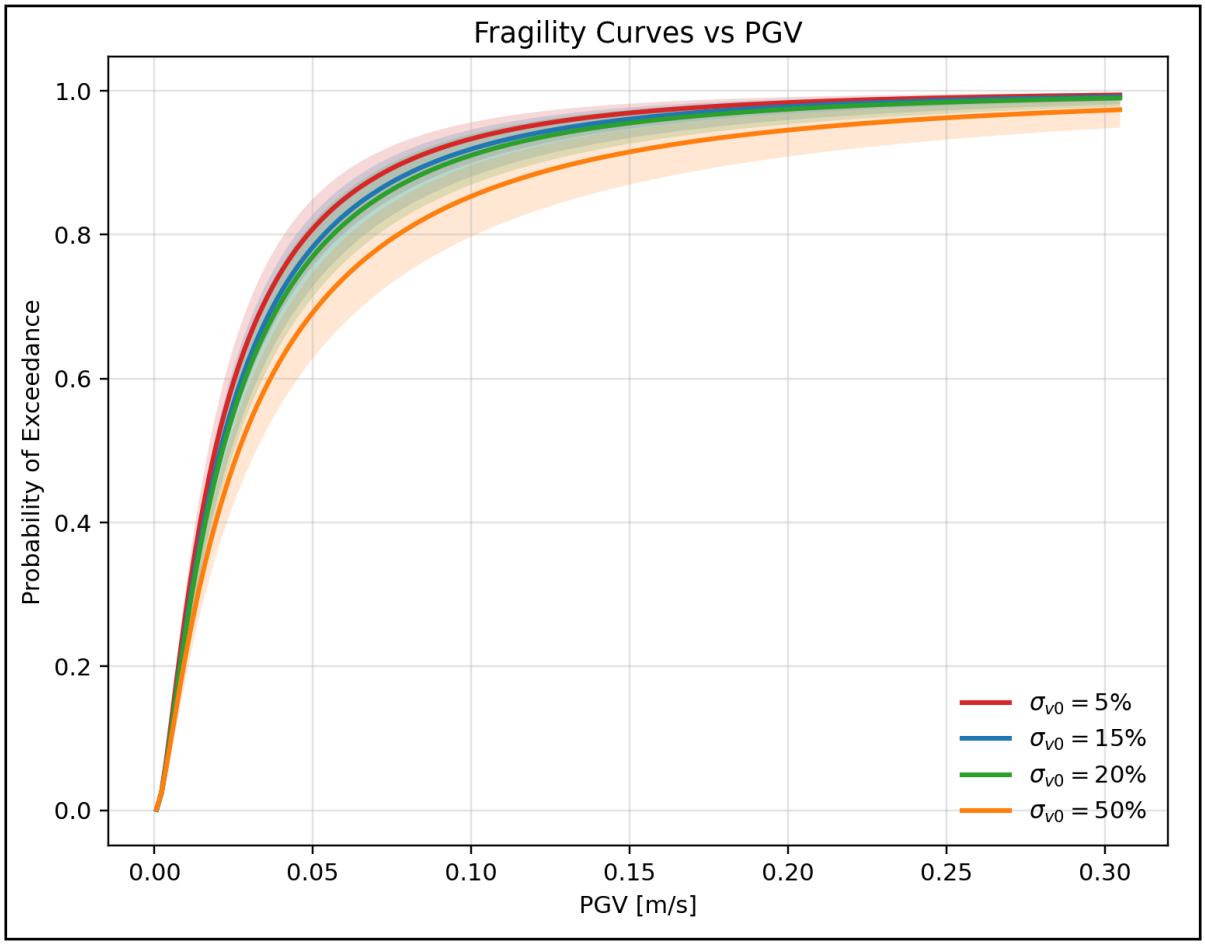


Figura 101 Curvas de fragilidad PGV. (Elaboración propia)

En la **Figura 102**, que presenta las curvas de fragilidad en función del Sa, se observa que la probabilidad de exceder el umbral de deformación de 0.03% se alcanza con mayor rapidez que en los dos casos anteriores (PGA y PGV). Esto implica que, para un mismo nivel de probabilidad, los valores requeridos de Sa son menores, lo que sugiere que este parámetro es particularmente sensible para identificar condiciones de licuación potencial.

Sin embargo, el patrón de comportamiento relativo entre las distintas degradaciones de resistencia se mantiene. Para σ = 50%, la probabilidad de exceder el umbral de deformación es notablemente más baja que para σ = 20%, σ = 15% y σ = 5%, donde la degradación de resistencia es mayor y, en consecuencia, la resistencia residual del suelo es menor. En estos últimos casos, la curva asciende más rápidamente y alcanza altos niveles de probabilidad con valores relativamente reducidos de Sa, evidenciando una mayor vulnerabilidad del material frente a solicitaciones sísmicas.

Este comportamiento confirma que, aunque el Sa es un indicador que permite anticipar más tempranamente la ocurrencia de licuación respecto a PGA o PGV, la susceptibilidad del suelo sigue estando directamente condicionada por el nivel de degradación de resistencia. En otras palabras, la combinación de un parámetro de demanda sísmica altamente sensible, como Sa, con una alta degradación del material genera un escenario en el que la probabilidad de licuación se incrementa de forma acelerada incluso para solicitaciones moderadas o bajas.

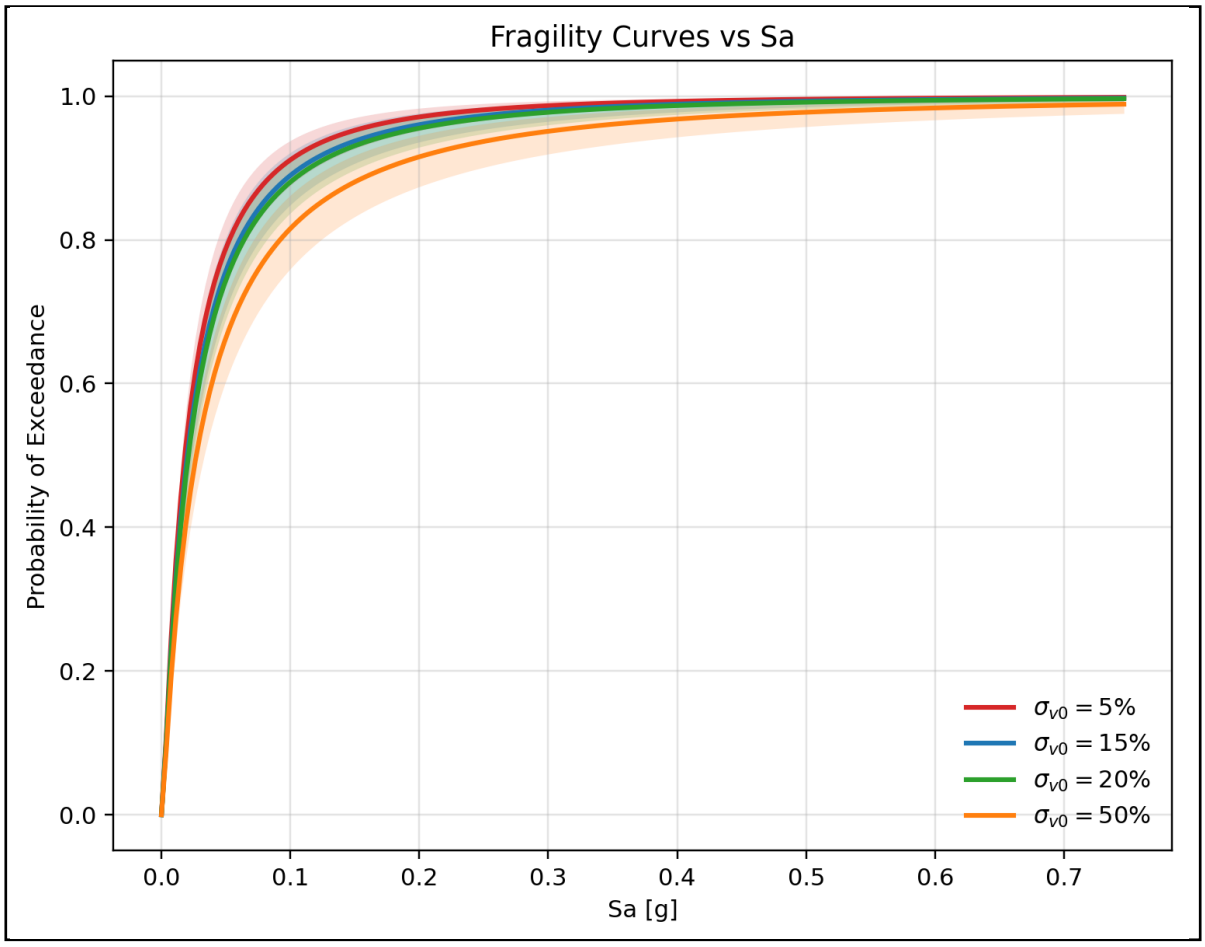


Figura 102 Curva de fragilidad Sa. (Elaboración propia)

4.4.2. Para diferentes condiciones de agua

En la **Figura 103**, que presenta las curvas de fragilidad en función del PGA para diferentes profundidades del nivel freático, se aprecia con claridad el efecto preponderante que tiene la presencia y proximidad del agua subterránea en la probabilidad de exceder el umbral de deformación de 0.03% y, por consiguiente, en el potencial de licuación.

En el escenario con nivel freático profundo (25 m, curva azul), la probabilidad de desarrollar licuación es significativamente menor a lo largo de todo el rango de PGA, sin llegar siquiera al 100% de probabilidad en el valor máximo considerado. En contraste, cuando el nivel freático se encuentra próximo a la superficie (3 m, curva verde), la susceptibilidad es mucho mayor: la curva se eleva rápidamente, alcanzando altos niveles de probabilidad incluso para valores moderados de PGA,

y llegando al 100% en el extremo superior. Para la condición intermedia (15 m, curva roja), la respuesta se ubica entre ambos casos; sin embargo, en este escenario se observa que, para los máximos valores de PGA, la probabilidad de licuación sí llega al 100%, lo que evidencia que la profundidad intermedia aún representa un riesgo relevante bajo solicitaciones sísmicas elevadas.

Este comportamiento confirma que la proximidad del nivel freático a la superficie incrementa de manera sustancial la vulnerabilidad del suelo a la licuación, reduciendo la intensidad sísmica necesaria para que se alcance el estado crítico de degradación de resistencia.

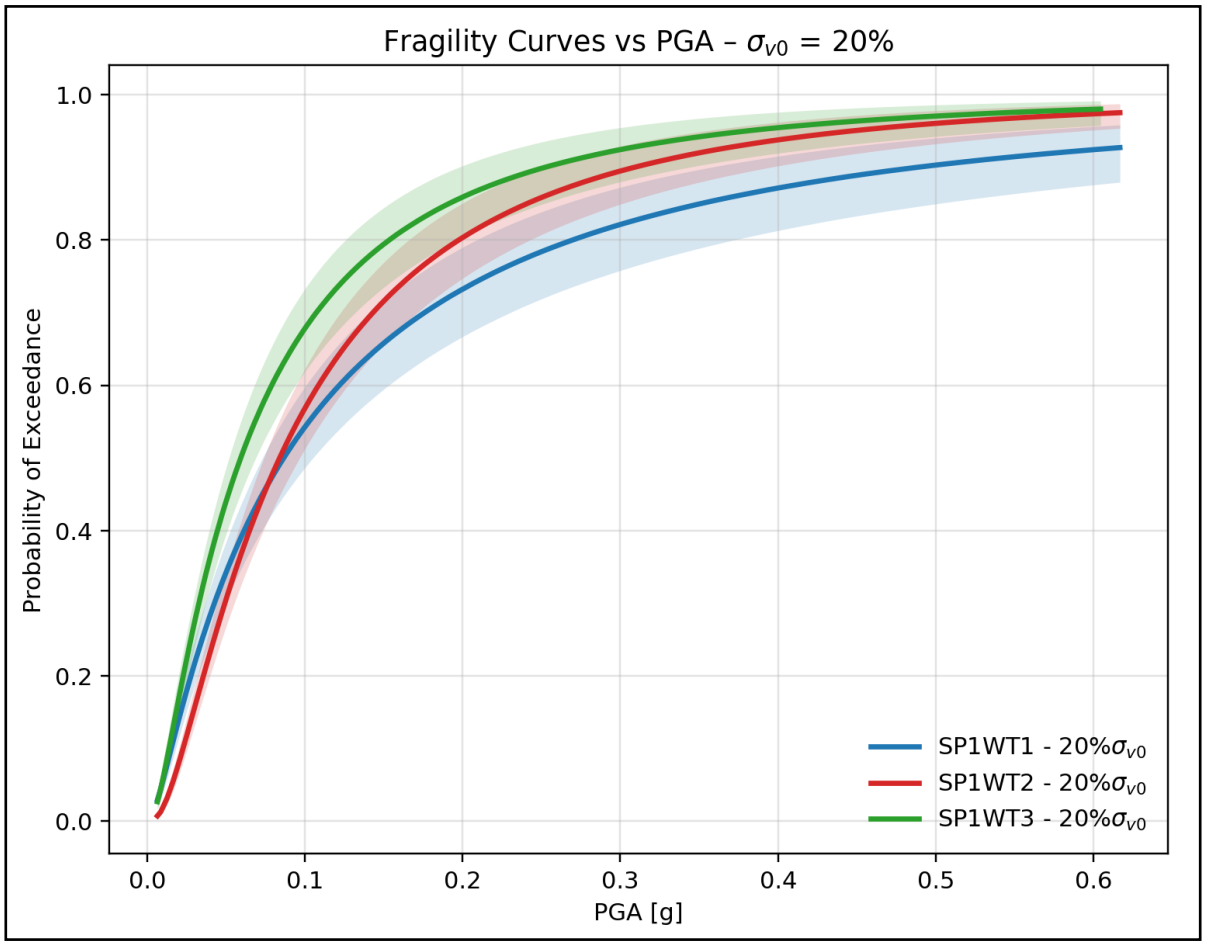


Figura 103 Curva de fragilidad PGA. (Elaboración propia)

En la **Figura 104**, correspondiente a las curvas de fragilidad en función del PGV para distintos niveles freáticos, se observa que la condición con agua superficial (3 m, curva verde) presenta un incremento de probabilidad notablemente superior al de los otros escenarios, especialmente para valores bajos de PGV. Esto indica que, en suelos saturados próximos a la superficie, la susceptibilidad a la licuación se activa con intensidades sísmicas más reducidas en términos de velocidad.

En el caso del nivel freático intermedio (15 m, curva roja), la probabilidad de licuación alcanza el 100%, pero lo hace únicamente para valores de PGV más elevados en comparación con el escenario superficial. Finalmente, para el nivel freático profundo (25 m, curva azul), el incremento de probabilidad es más gradual y no se alcanza el 100% en el rango de PGV considerado, lo que refleja una menor vulnerabilidad en esta condición.

Este comportamiento reafirma lo descrito anteriormente, en donde la cercanía del nivel freático a la superficie no solo incrementa la probabilidad máxima alcanzable, sino que también reduce significativamente la demanda sísmica necesaria para que se materialice la licuación, sin embargo, es aun mas sensible que el caso de PGA. Por su parte, cuando el agua se encuentra a 25 m de profundidad (azul), la probabilidad de desarrollar licuación es considerablemente menor a lo largo de todo el rango de PGV e incluso no alcanza el 100% en los máximos evaluados, evidenciando una menor vulnerabilidad en esta condición.

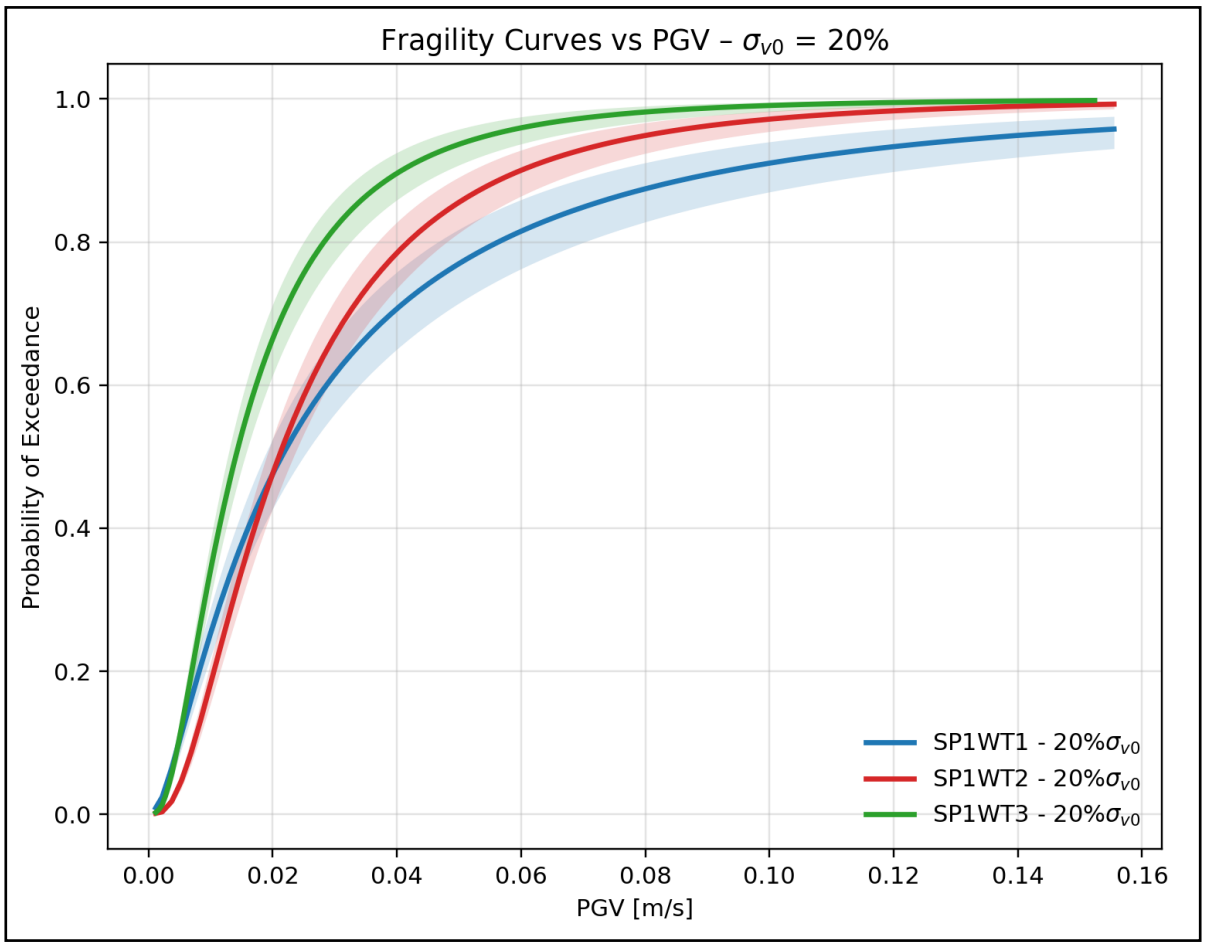


Figura 104 Curva de fragilidad PGV. (Elaboración propia)

En la **Figura 105**, correspondiente a las curvas de fragilidad en función del Sa para diferentes profundidades del nivel freático, se observa de forma clara cómo la condición con agua superficial (3 m, curva verde) se separa de manera temprana y marcada de las curvas asociadas a niveles freáticos más profundos (15 m, curva roja, y 25 m, curva azul). Esta separación pone en evidencia un incremento notable en la probabilidad de desarrollar licuación cuando el agua se encuentra próxima a la superficie, incluso para valores reducidos de Sa. El parámetro Sa resulta particularmente sensible para capturar este efecto, ya que, refleja con mayor nitidez las diferencias de comportamiento entre escenarios de distinta saturación, mostrando que con un nivel freático superficial se alcanza rápidamente una probabilidad de excedencia elevada.

En este escenario, la curva verde asciende con pendiente más pronunciada desde valores iniciales de Sa, alcanzando niveles cercanos al 100% de probabilidad con demandas relativamente bajas, lo que indica que la licuación puede producirse con solicitaciones sísmicas menos intensas cuando el suelo está saturado en superficie. Por su parte, la curva correspondiente a 15 m de profundidad mantiene una trayectoria intermedia, consistente con lo observado en los casos de PGA y PGV: el incremento de probabilidad es más gradual que para 3 m, aunque igualmente capaz de alcanzar valores cercanos al máximo para Sa más elevados.

En cambio, la condición con nivel freático profundo (25 m, curva azul) presenta un comportamiento mucho más atenuado. La probabilidad de licuación es considerablemente menor en todo el rango de Sa evaluado, y en los valores máximos analizados no llega a alcanzar el 100%, lo que confirma que la presencia de un nivel freático más distante reduce sustancialmente la vulnerabilidad del suelo frente a la licuación.

Este comportamiento sugiere que el Sa no solo es un parámetro eficaz para estimar la probabilidad de licuación, sino que también permite diferenciar de forma más precisa el efecto de la saturación del suelo. El patrón observado confirma que la cercanía del nivel freático a la superficie disminuye la demanda sísmica necesaria para que se alcance el estado crítico de degradación de resistencia. En otras palabras, cuando el agua se encuentra a 3 m de la superficie, el suelo está predispuesto a alcanzar rápidamente el umbral de deformación crítica, mientras que profundidades mayores requieren una demanda sísmica más alta para desencadenar el mismo fenómeno.

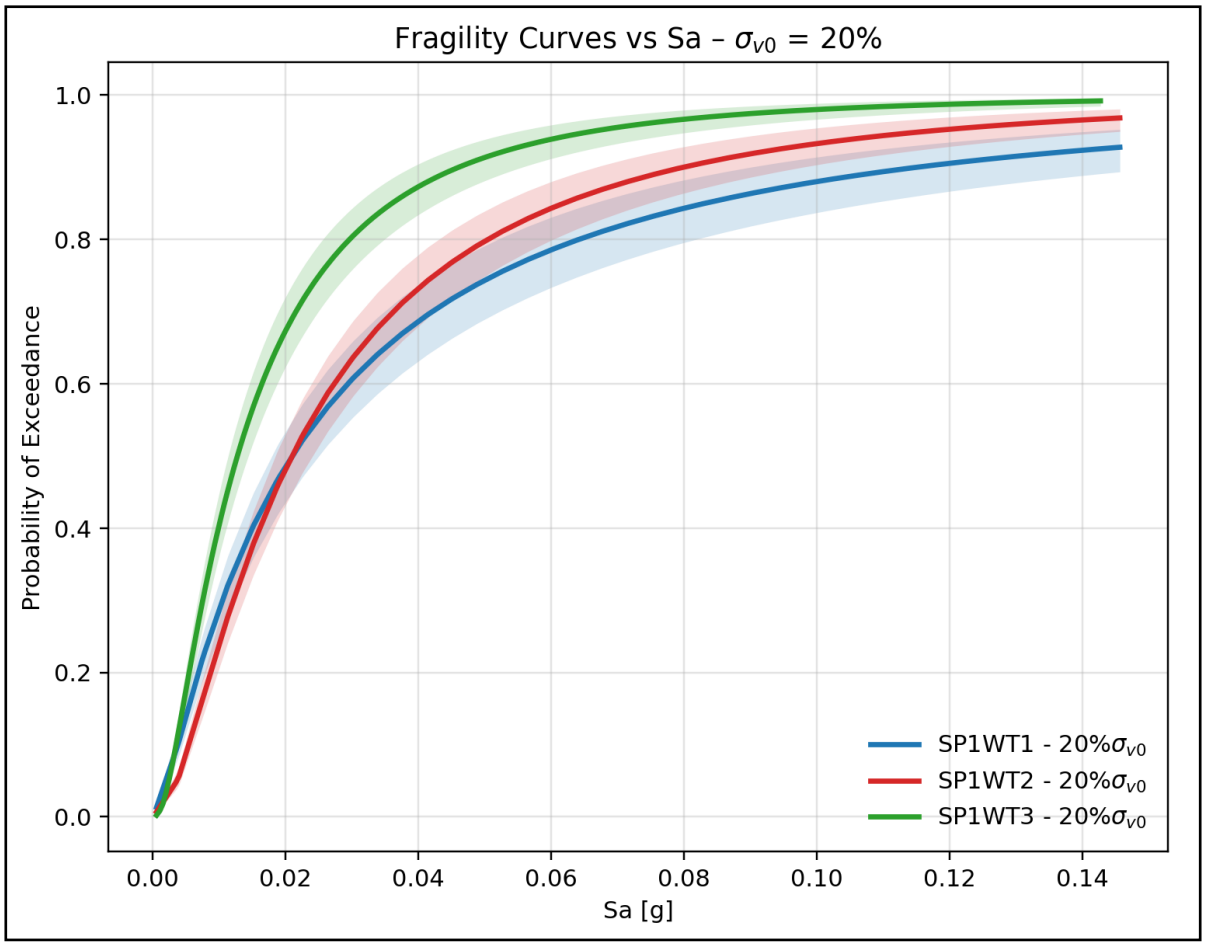


Figura 105 Curva de fragilidad Sa. (Elaboración propia)

4.4.3. Para diferentes configuraciones de los estratos.

En la **Figura 106** se aprecia que cuando la capa susceptible (arena suelta) se ubica cerca de la superficie (curva verde: SP3WT2), la probabilidad de exceder γ=0.03% y, por ende, de licuar es la más alta en todo el rango de PGA. La curva asciende rápidamente y se mantiene por encima de las demás, indicando que pequeñas aceleraciones bastan para activar el mecanismo de degradación. Esto es consistente con la menor tensión efectiva de confinamiento y la mayor amplificación de deformaciones que experimentan los estratos someros, lo que reduce el umbral de demanda necesario para alcanzar la condición crítica.

Cuando la misma capa susceptible se encuentra a mayor profundidad (curva azul: SP1WT1), la probabilidad de licuar es sustancialmente menor, con una trayectoria más plana que no alcanza el 80% dentro del rango de PGA analizado. El mayor confinamiento vertical y la rigidez de los materiales superiores atenúan las

deformaciones cíclicas y elevan el nivel de demanda requerido para desarrollar la caída de resistencia.

La configuración intermedia (curva roja: SP2WT1) exhibe un comportamiento entre ambos extremos: su probabilidad es inferior a la de la capa superficial, pero claramente superior a la del estrato profundo. En los PGA altos, la curva roja se aproxima a la verde, mostrando que, aun con confinamiento moderado, la demanda sísmica elevada puede llevar al sistema a probabilidades cercanas a las del escenario superficial.

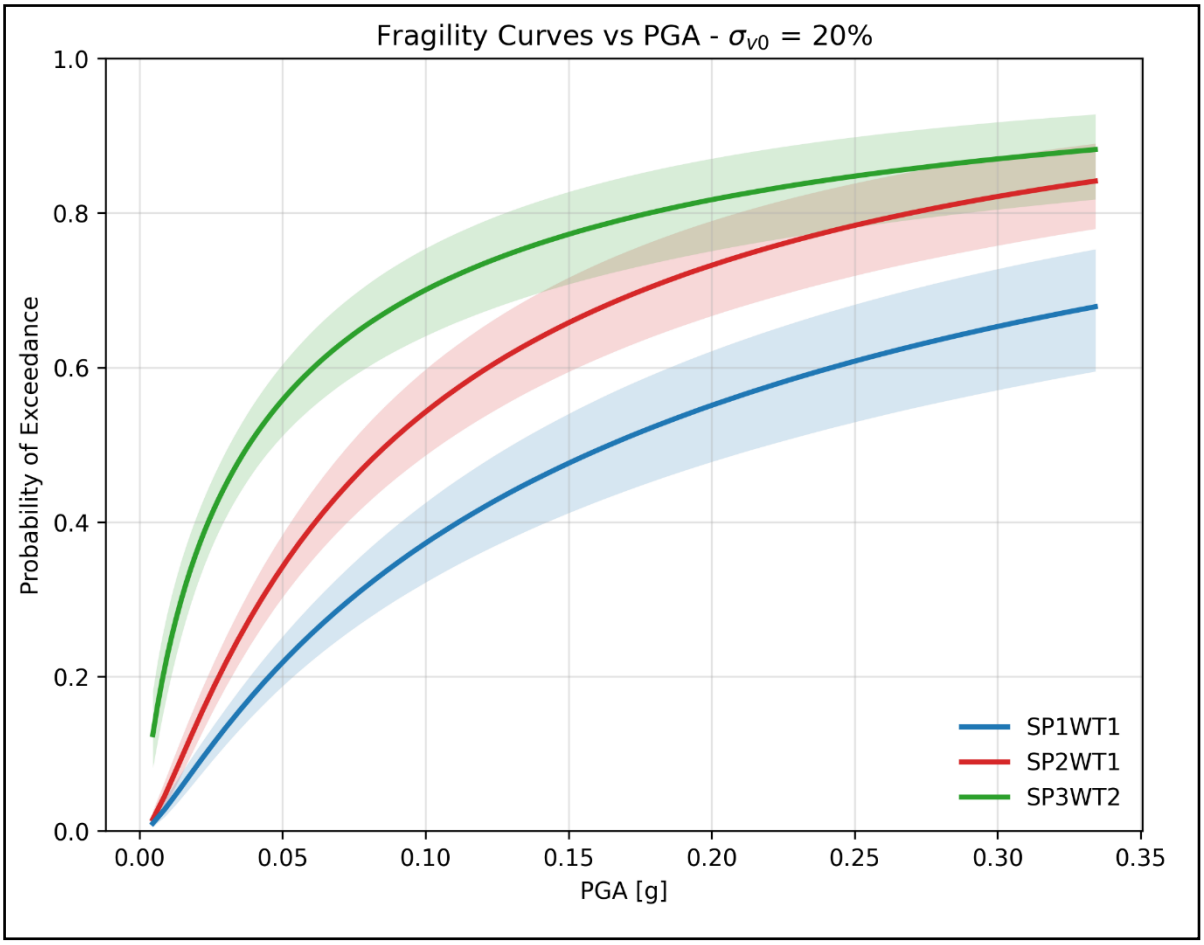


Figura 106 Curva de fragilidad PGA. (Elaboración propia)

En la **Figura 107**, correspondiente a las curvas de fragilidad en función del PGV para diferentes configuraciones estratigráficas, se observa que el escenario con el estrato potencialmente licuable ubicado a profundidad intermedia entre aproximadamente 5 m y 20 m (curva roja) presenta una probabilidad de licuación que, para valores de PGV superiores a ~0.03 m/s, sobrepasa a la del estrato licuable

superficial (curva verde). Esto indica que, bajo demandas sísmicas más altas en términos de velocidad de partícula, las condiciones dinámicas del estrato intermedio favorecen una mayor acumulación de deformaciones y, por tanto, una mayor probabilidad de alcanzar el umbral de licuación.

No obstante, para valores de PGV menores a ~0.03 m/s, el comportamiento se invierte: el estrato superficial mantiene una probabilidad de licuación superior, lo que se explica por el menor confinamiento efectivo y la mayor amplificación de las deformaciones en capas someras, que permiten alcanzar la condición crítica con solicitaciones más bajas.

Por su parte, el estrato licuable en profundidad (curva azul) exhibe la menor probabilidad de licuación en todo el rango de PGV, sin llegar a igualar los niveles de los otros dos escenarios. Esto es consistente con el efecto protector del mayor confinamiento vertical y la atenuación de las ondas sísmicas a través de los estratos superiores, que reducen la magnitud de las deformaciones cíclicas en profundidad.

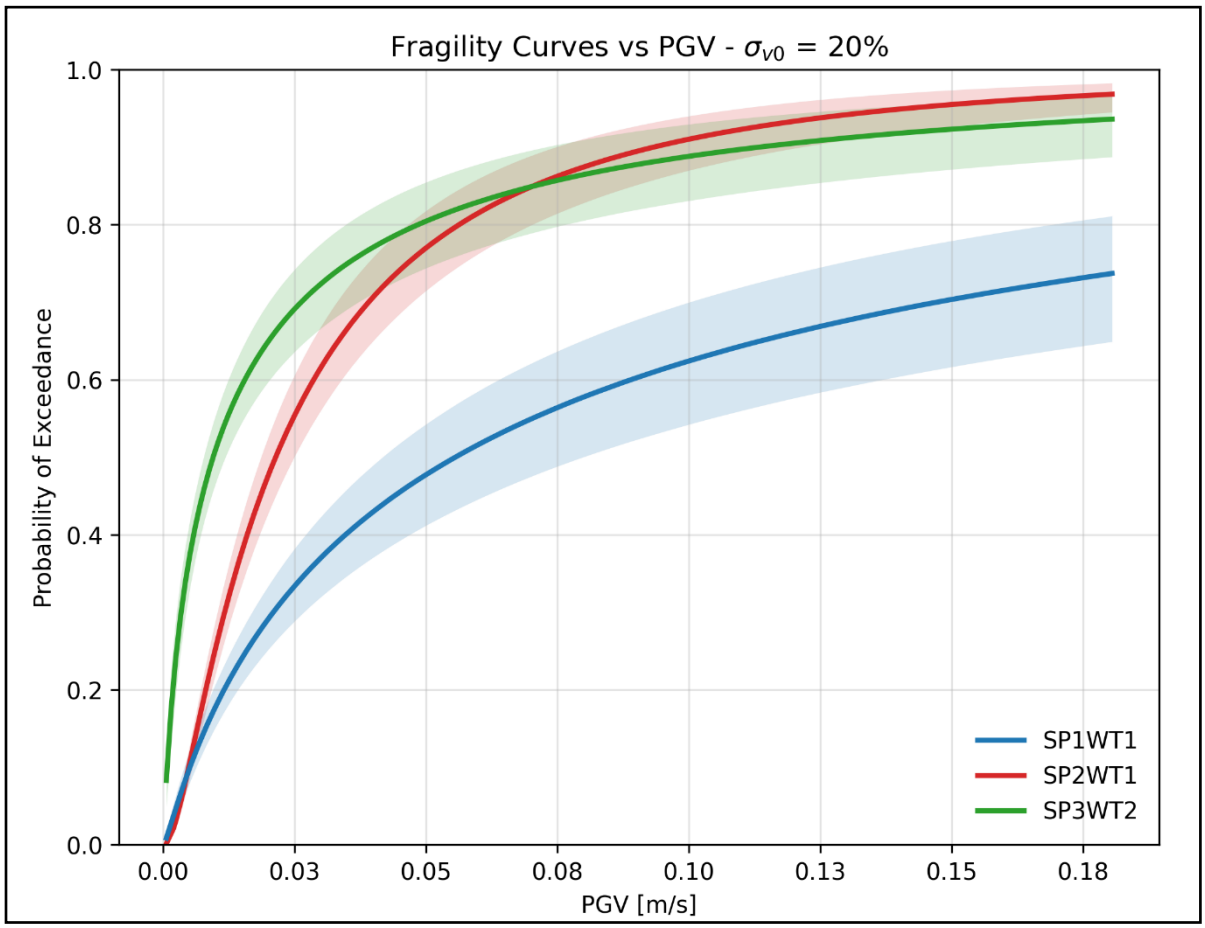


Figura 107 Curva de fragilidad PGV. (Elaboración propia)

En la **Figura 108**, que presenta las curvas de fragilidad en función del Sa para distintas configuraciones estratigráficas, se observa que el estrato potencialmente licuable ubicado a profundidad intermedia (curva roja) muestra la mayor probabilidad de licuación en prácticamente todo el rango de Sa, superando incluso al estrato licuable superficial (curva verde). Esto sugiere que, bajo este parámetro de demanda sísmica, la configuración intermedia es la más crítica, posiblemente debido a que la combinación de confinamiento moderado y características dinámicas del perfil favorecen una amplificación de esfuerzos cortantes a esa profundidad.

En el caso del estrato licuable superficial, la probabilidad también es elevada y cercana a la del estrato intermedio, especialmente para valores bajos de Sa, donde ambas curvas ascienden rápidamente y alcanzan altos niveles de probabilidad con demandas reducidas. Sin embargo, en la zona de Sa más alta, el estrato intermedio logra una ligera ventaja en probabilidad, consolidándose como el escenario más susceptible bajo esta métrica.

Por el contrario, el estrato licuable profundo (curva azul) exhibe una probabilidad de licuación notablemente menor a lo largo de todo el rango analizado. Incluso para los máximos valores de Sa, esta condición no supera el 70% de probabilidad, lo que refleja un efecto atenuador significativo del confinamiento y la disipación de energía a través de los estratos superiores antes de que la onda sísmica alcance la capa licuable.

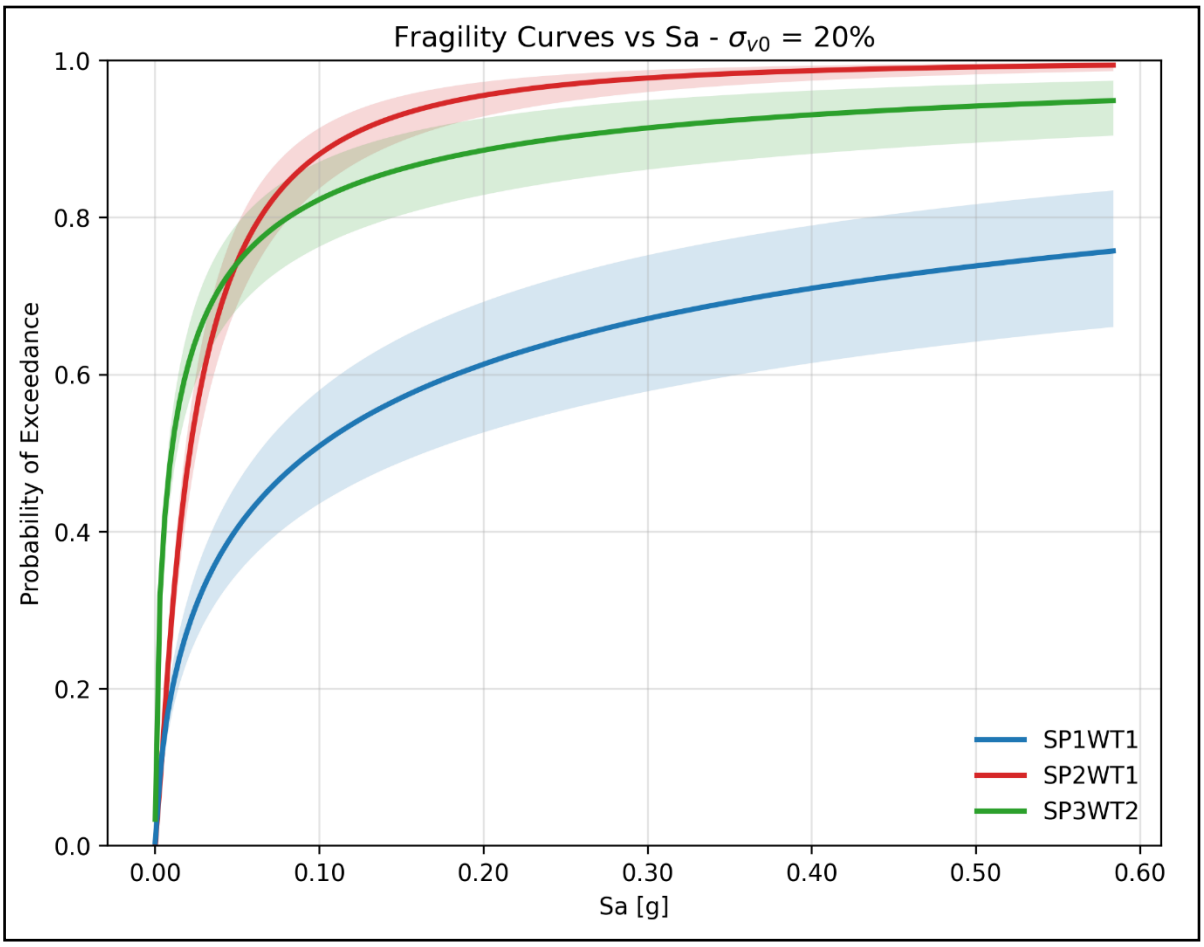


Figura 108 Curva de fragilidad Sa. (Elaboración propia)

4.4.4. Para diferentes tipos sismos.

En la **Figura 109**, que presenta las curvas de fragilidad en función del PGA para distintos tipos de fuentes sismogénicas, se observa que el origen del sismo tiene una influencia significativa en la probabilidad de licuación del suelo. La curva correspondiente a sismos crustal (azul) muestra, en general, valores de probabilidad más bajos en comparación con los casos de sismos intraslab (rojo) e interslab (verde). Esta diferencia es particularmente notoria en el rango de PGA bajos y moderados, donde los sismos crustal presentan una menor capacidad para inducir el umbral de deformación cortante asociado a la licuación.

La menor probabilidad observada para los eventos corticales puede estar relacionada con la naturaleza de su contenido frecuencial y la duración más breve de sus registros, lo que limita la acumulación de deformaciones cíclicas necesarias

para provocar una degradación significativa de la resistencia en suelos susceptibles. Sin embargo, a medida que el PGA aumenta, especialmente hacia valores altos, la curva de los sismos crustal se eleva de forma pronunciada, alcanzando finalmente niveles cercanos o iguales al 100% de probabilidad. Esto indica que, aunque menos efectivos en escenarios de baja demanda, los sismos crustal son igualmente capaces de generar licuación bajo aceleraciones máximas muy elevadas.

En contraste, los sismos interslab e intraslab muestran un comportamiento mucho más similar entre sí, con curvas que se mantienen próximas en la mayor parte del rango de PGA analizado. No obstante, se observa que los eventos interslab tienden a presentar valores ligeramente superiores de probabilidad para un mismo nivel de PGA, especialmente en el intervalo medio y alto de aceleraciones. Esta ligera ventaja en la probabilidad podría deberse a que los sismos interslab suelen estar asociados a movimientos de mayor duración y contenido de bajas frecuencias, lo que favorece la generación de presiones de poros y acelera la pérdida de resistencia efectiva del suelo.

Por su parte, los sismos intraslab, aunque muy cercanos en comportamiento a los interslab, presentan un incremento de probabilidad ligeramente más gradual. Este patrón puede asociarse a registros sísmicos con características intermedias en duración e intensidad cíclica, que si bien son suficientes para provocar licuación, requieren niveles de PGA apenas mayores que los interslab para alcanzar la misma probabilidad.

En general, las diferencias entre las tres curvas permiten concluir que, si bien todos los tipos de fuentes sismogénicas evaluados son capaces de inducir licuación, la eficiencia con la que lo hacen para un mismo nivel de PGA depende fuertemente de sus características de generación y propagación de ondas sísmicas. Las variaciones observadas en los primeros tramos de las curvas, donde la demanda sísmica es baja o moderada, son clave para entender cómo el tipo de evento puede alterar el umbral de activación del fenómeno en suelos susceptibles.

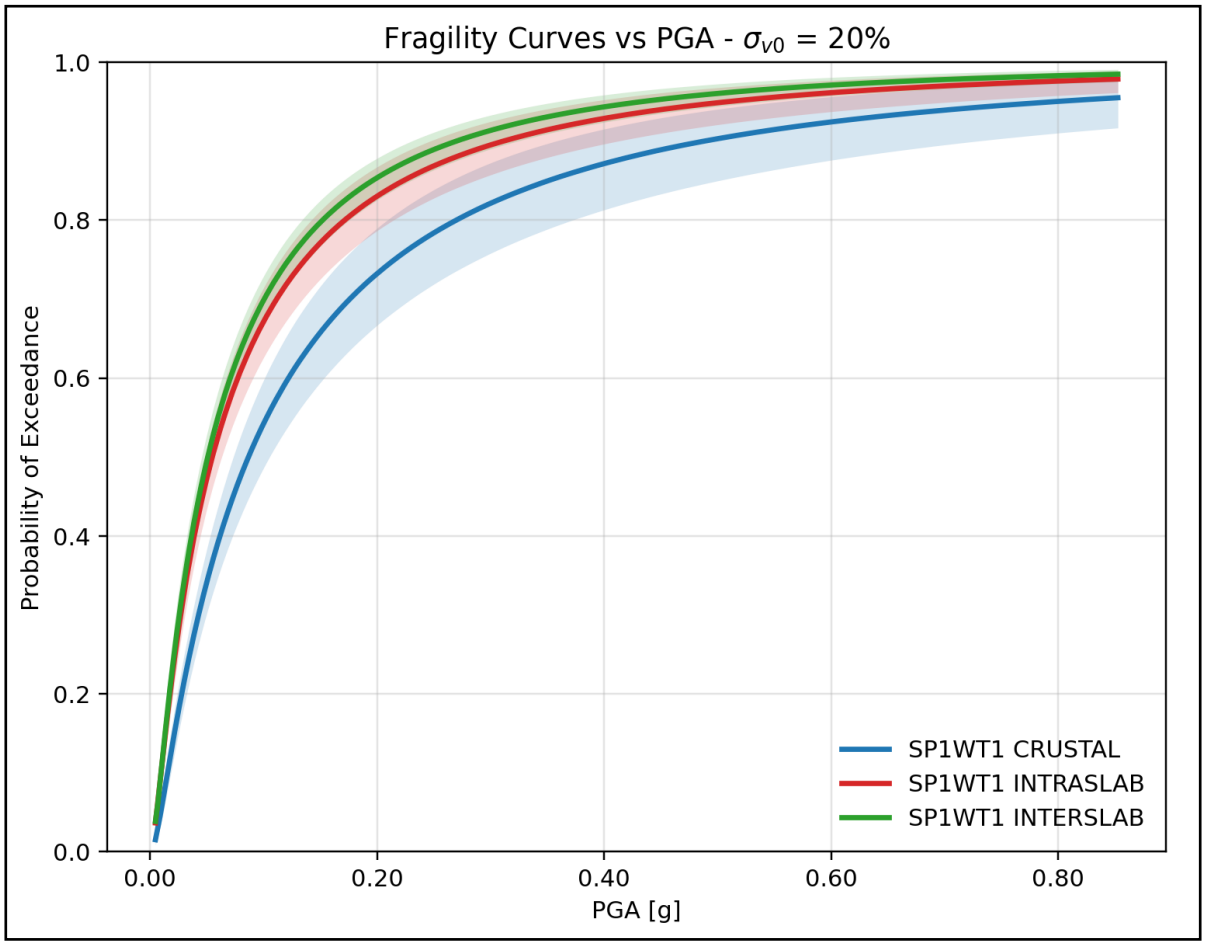


Figura 109 Curva de fragilidad PGA. (Elaboración propia)

Al elaborar las curvas de fragilidad para σ = 20% en función de PGV y de Sa, como muestran la **Figura 110 y 111**, se observa que las tres familias de sismos tanto crustal, intraslab e interslab, se superponen casi por completo a lo largo de todo el rango de demanda, sus bandas de incertidumbre tienen el mismo comportamiento de trasponerse. Esta coincidencia gráfica significa en términos prácticos, que la probabilidad de desarrollar licuación resulta prácticamente equivalente entre mecanismos fuente cuando la intensidad se expresa con PGV o Sa; es decir, estas dos IM capturan bien la severidad del movimiento, pero no muestran sensibilidad para distinguir diferencias de origen tectónico en este estado límite. En contraste, en los resultados con PGA sí aparecen separaciones más claras entre fuentes, lo que sugiere que PGA se hace mas sensible frente a las demandas vinculadas al

mecanismo tectónico. En consecuencia, para el umbral analizado, PGV y Sa son útiles para cuantificar la demanda y construir fragilidades globales del sitio, pero no para discriminar entre crustal, interslab y intraslab.

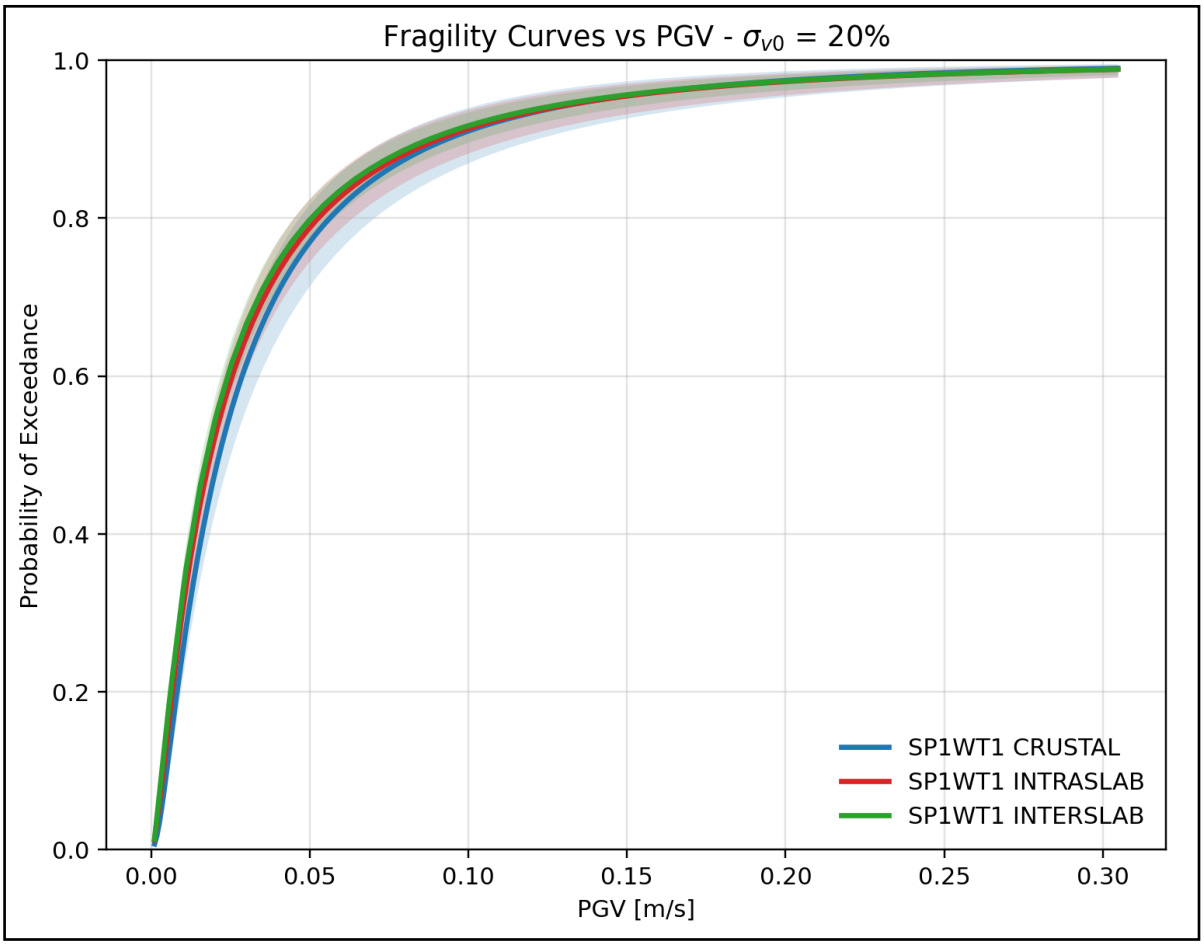


Figura 110 Curva de fragilidad PGV. (Elaboración propia)

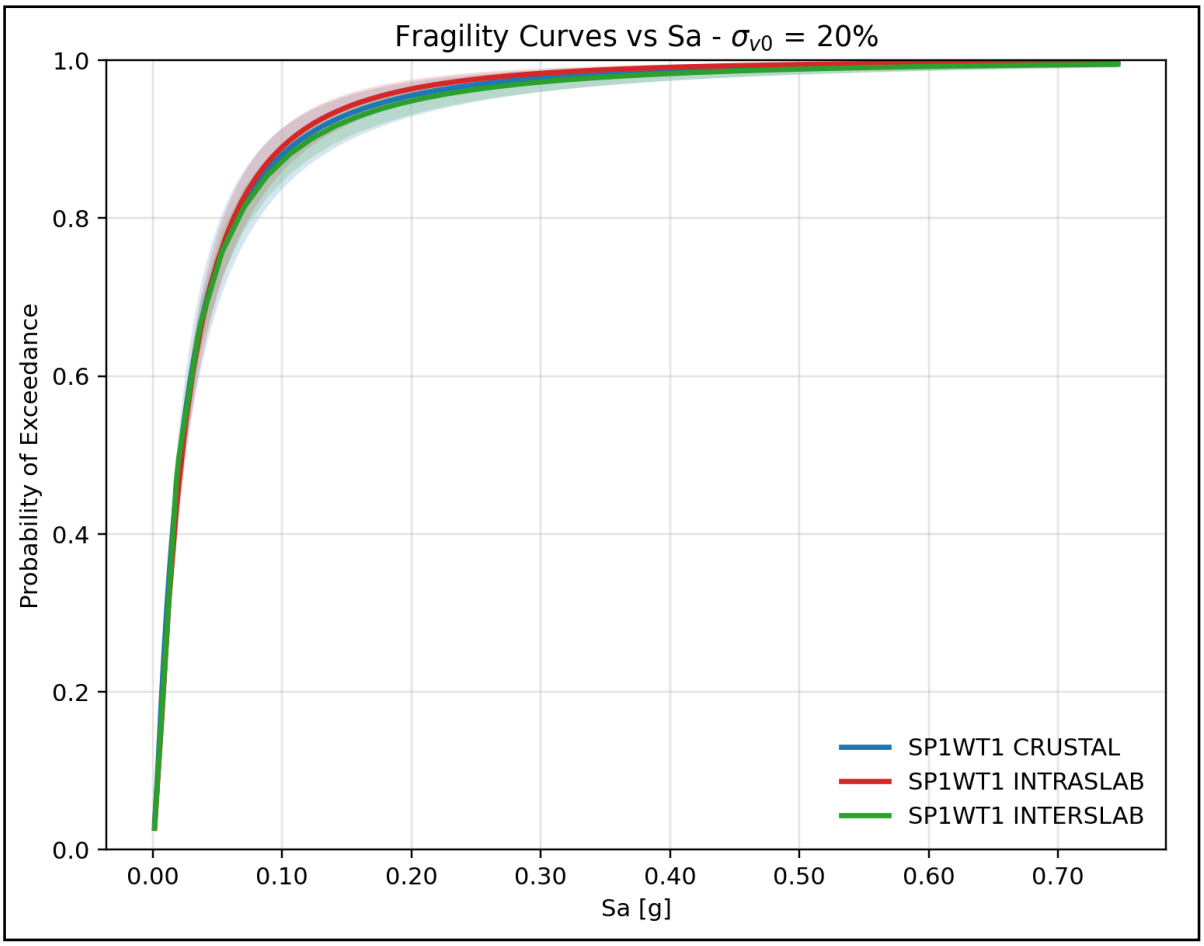


Figura 111 Curva de fragilidad Sa. (Elaboración propia)

4.5. Probabilidad de licuación

4.5.1. Crustal

Para la estimación de la probabilidad de licuación en sismos crustal, se consideraron los valores máximos registrados de los parámetros de intensidad sísmica: Samax = 0,73 g con una probabilidad de 95%, PGAmax = 6,9 m/s^2 con una probabilidad del 100 % y PGVmax = 0,25 m/s con una probabilidad de 93%, de acuerdo con las curvas de fragilidad obtenidas. En los escenarios de máxima demanda, el gráfico correspondiente muestra que la PGA alcanza el 100 % de probabilidad de licuación, seguida del Sa con un 95 % y el PGV con un 93 %. Este comportamiento es coherente con la naturaleza extrema de los valores analizados, dado que provienen de rangos de demanda sísmica máximos, los cuales incrementan de forma significativa la susceptibilidad del suelo a la licuación.

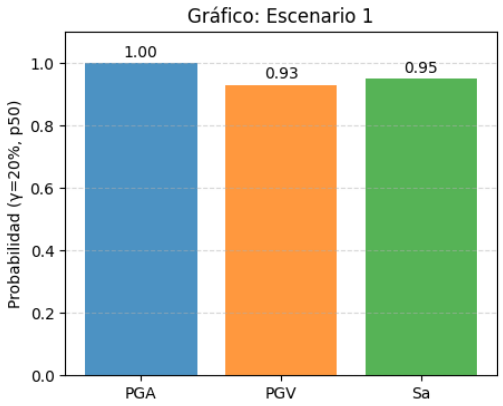


Figura 112 Probabilidad licuación sismos Crustal. (Elaboración Propia)

4.5.2. Interslab

Para el caso de los sismos interslab, al considerar los valores máximos de los parámetros de intensidad sísmica Samax = 2,89 g, PGAmax =8.74 m/s^2 y PGVmax = 0.80 m/s, las curvas de fragilidad indican una probabilidad del 100 % en todos los casos. Esto implica que, bajo condiciones de demanda máxima, el escenario corresponde a licuación completa, evidenciando que la magnitud de las solicitaciones interslab es suficiente para superar ampliamente la resistencia cíclica del suelo, independientemente del parámetro de intensidad considerado.

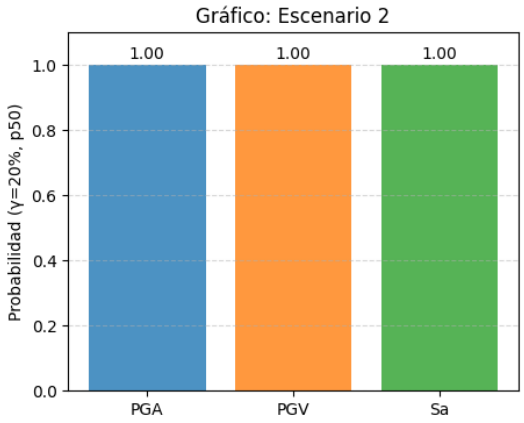


Figura 113 Probabilidad licuación sismos Interslab. (Elaboración Propia)

4.5.3. Intraslab

Para los sismos intraslab, considerando las demandas máximas de los parámetros de intensidad sísmica Samax=1.90g, PGAmax=9,40 m/s^2 y PGVmax=0,47 m/s las curvas de fragilidad indican una probabilidad de licuación del 100 % para PGA y PGV, mientras que para Sa esta probabilidad disminuye levemente al 95 %. En consecuencia, bajo escenarios de gran magnitud, el suelo presentaría condiciones prácticamente inevitables de licuación, especialmente al considerar que las solicitaciones asociadas a estos eventos superan ampliamente los umbrales críticos de resistencia cíclica.

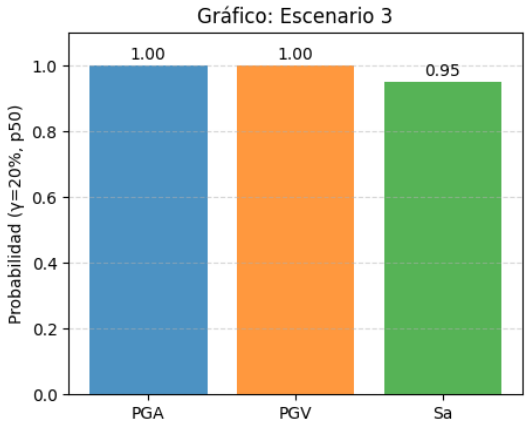


Figura 114 Probabilidad licuación sismos Intraslab. (Elaboración Propia)

5. Conclusiones

En esta investigación se evaluó la susceptibilidad a licuación de suelos bajo distintas condiciones estratigráficas y niveles freáticos, mediante el desarrollo de un modelo numérico en OpenSees parametrizado con datos de ensayos de laboratorio y de campo. Los resultados se integraron a través de curvas de fragilidad asociadas a diferentes medidas de intensidad sísmica (IM) y se interpretaron considerando tanto variables de estado del suelo como características de la demanda sísmica. Los hallazgos confirman que el nivel freático constituye un factor de control primario en el inicio y desarrollo de la licuación: a menor profundidad de la napa, la probabilidad de ocurrencia aumenta de forma significativa. Las principales conclusiones del estudio son:

- Se desarrollo un modelo numérico en opensees capaz de representar la nolinealidad del suelo, mostrando una buena calibración con resultados de investigaciones anteriores y reproduciendo el fenómeno físico buscado.
- Las curvas de fragilidad en función de la PGA revelan una mayor susceptibilidad frente a sismos del tipo intraslab, mientras que la estratigrafía en especial la presencia de capas superficiales no licuables o contrastes marcados de rigidez y permeabilidad puede atenuar o retrasar la manifestación superficial del fenómeno, incluso cuando este se desarrolla en profundidad.
- En cuanto a las medidas de intensidad, se identificó que PGV y Sa presentan comportamientos muy similares entre distintos mecanismos fuente, reflejando una capacidad estable para capturar la severidad efectiva del movimiento. En cambio, PGA permite discriminar de mejor manera el tipo de sismo dentro del umbral analizado, evidenciando diferencias asociadas al mecanismo tectónico. Estos resultados sugieren que PGV y Sa son más robustas para estimaciones globales de demanda y construcción de fragilidades, mientras que PGA resulta más apropiada para análisis diferenciados por tipo de evento.
- Adicionalmente, el estado inicial del suelo caracterizado por su densidad relativa, contenido y plasticidad de finos, así como parámetros derivados de ensayos CPTu influye de forma decisiva en la resistencia cíclica efectiva y, por ende, en la probabilidad de licuación.

Si bien el estudio presenta limitaciones, estratigrafía simplificada de tres capas, conjunto acotado de propiedades de suelo y ausencia de calibración exhaustiva de las curvas, constituye un aporte relevante al integrar, en un esquema reproducible y contextualizado, la selección de registros por fuente sismogénica, la modelación en esfuerzo efectivo y un enfoque probabilístico coherente con parámetros de estado.

Como proyección futura, se recomienda avanzar hacia modelos de mayor complejidad estratigráfica, incluir calibraciones locales con ensayos cíclicos y casos documentados, considerar efectos de saturación parcial y anisotropías de permeabilidad, así como vincular las curvas de fragilidad con métricas de desempeño (asentamientos, pérdida de capacidad portante, desplazamientos

laterales) que respalden la toma de decisiones en diseño y gestión del riesgo sísmico.

6. Referencias Bibliográficas

Cano-Franco, V., Medina-Mosquera, K. D., Restrepo-Escobar, J. F., Vélez-Hoyos, F. J., & Aristizabal-Tique, V. H. (2023). Analysis and experimental validation of soils liquefaction through granulometric study. DYNA (Colombia), 90(225), 164–171. https://doi.org/10.15446/dyna.v90n225.105204

Falcón, M. F., & Ramirez, P. (n.d.). Licuefacción en Chile: lecciones del sismo del Maule del 27 de febrero de 2010.

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects (Terzaghi Leture). Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 98(6), 603–624. https://doi.org/10.1061/jsfeaq.0001756

Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2010). SPT-BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES.

Kontoe, S., Guerreiro, P., Kontoe, S., & Taborda, D. (2012). Comparative study of stiffness reduction and damping curves. https://www.researchgate.net/publication/284187602

Kramer Steven. (1996). PRENTICE-HALL INTERNATIONAL SERIES fN CIVIL ENGINEERING AJ\D ENGINEERING MECHANICS.

L Youd, B. T., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Liam Finn, W. D., Harder Jr, L. F., Ellen Hynes, M., Ishihara, K., Koester, J. P., C Liao, S. S., Marcuson III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., … Stokoe II, K. H. (n.d.). Preface LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS: SUMMARY REPORT FROM THE 1996 NCEER AND 1998 NCEER/NSF WORKSHOPS ON EVALUATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS a.

Leon, E., Gassman, S. L., & Talwani, P. (n.d.). Accounting for Soil Aging When Assessing Liquefaction Potential. https://doi.org/10.1061/ASCE1090-02412006132:3363

Mendoza-Bolaños, C. C., Salas-Montoya, A., Moreno-Torres, O. H., & Villegas-Andrade, A. I. (2023). Site response analysis using true coupled constitutive models for liquefaction triggering. Earthquake and Structures, 25(1), 27–41. https://doi.org/10.12989/eas.2023.25.1.027

Monkul, M. M., & Tütüncü, Y. E. (2024). Revisiting the effect of relative density on cyclic liquefaction of clean and silty sands: the crossing effect. Bulletin of Earthquake Engineering, 22(8), 3817–3843. https://doi.org/10.1007/s10518-024-01910-3

Montalva, G., & Ruz, F. (n.d.). Liquefaction Evidence in the Chilean Subduction Zone.

Raza, H., & Ahmad, N. (2024). Assessment of seismic liquefaction hazard and ground response in subduction zone: A 1D non-linear effective stress approach. Engineering Research Express, 6(4). https://doi.org/10.1088/2631-8695/ad980a

Santiago, Y., Ledezma, C., & Tiznado, J. C. (2025). Assessing soil liquefaction due to large-magnitude subduction earthquakes. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 188. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.109069
Tatsuoka et al. (n.d.). Liquefaction Research by Laboratory Tests versus In Situ Behavior.
Troncoso et al. (1985). UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL.
Youd, & Perkins. (n.d.). Methodology for Liquefaction Hazard Assessment for the RCFZ Earthquake Scenario. http://www.water.ca.gov/groundwater/casgem/
Bertalot, D., Brennan, A. J., & Villalobos, F. A. (2013). Influence of bearing pressure on liquefaction-induced settlement of shallow foundations. Géotechnique, 63(5), 391–399. https://doi.org/10.1680/geot.12.P.044
Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures (Report No. UCD/CGM-14/01). Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis.
Carey, T. J., Naik, A., Makdisi, A. J., & Mason, H. B. (2024). Liquefaction timing and post-triggering seismic energy: A comparison of crustal and subduction zone earthquakes. In Proceedings, Geo-Congress 2024 (pp. 240–249). American Society of Civil Engineers. https://doi.org/10.1061/9780784485316.026
Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 23(1), 13–32.
Darendeli, M. B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves (Doctoral dissertation). The University of Texas at Austin. https://repositories.lib.utexas.edu/server/api/core/bitstreams/ce933ab0-dd4d-475f-adfe-e80c0aab10e0/content
De Alba, P., Seed, H. B., & Chan, C. K. (1976). Sand liquefaction in large-scale simple shear tests. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102(9), 909–927. https://doi.org/10.1061/JTCEA3.0002148
Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972a). Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 98(SM6), 603–624. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001756
Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972b). Shear modulus and damping in soils: Design curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 98(SM7), 667–692. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001760
Ishibashi, I., & Zhang, X. J. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. Soils and Foundations, 33(1), 182–191. https://doi.org/10.3208/sandf1972.33.182
Ishihara, K., & Koseki, J. (1989). Cyclic shear strength of fines-containing sands. In Earthquake and Geotechnical Engineering (pp. 101–106). Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
Kozicki, J., & Donzé, F. V. (2008). A new open-source software developed for numerical simulations using discrete modeling methods. Computer Methods in

Applied Mechanics and Engineering, 197(49–50), 4429–4443. https://doi.org/10.1016/j.cma.2008.05.023

Mendoza-Bolaños, C. C., Salas-Montoya, A., Moreno-Torres, O. H., & Villegas-Andrade, A. I. (2023). Site response analysis using true coupled constitutive models for liquefaction triggering. Earthquakes and Structures, 25(1), 27–41. https://doi.org/10.12989/eas.2023.25.1.027

Montalva, G. A., Verdugo, R., Leyton, F., Parra, E., Tiznado, J. C., & Ledezma, C. (2022). Chilean liquefaction case history database. Earthquake Spectra, 38(3), 2260–2280. https://doi.org/10.1177/87552930211070313

Montalva, G., Ledezma, C., Verdugo, R., Parra, E., & Tiznado, J. C. (2017). Liquefaction triggering analysis in Chile using observed case histories. In 16th World Conference on Earthquake Engineering (16WCEE). https://www.wcee.nicee.org/wcee/article/16WCEE/WCEE2017-3849.pdf

Pradenas Pereira, Á. M. (2017). Predicción del exceso de presión de poros en el estudio de la licuación de la arena Bío Bío considerando la influencia de la morfología de los granos (Tesis de pregrado). Universidad Católica de la Santísima Concepción. https://tesis.ucsc.cl/handle/25022009/3595

Raza, H., & Ahmad, N. (2024). Assessment of seismic liquefaction hazard and ground response in subduction zone: A 1D non-linear effective stress approach. Engineering Research Express, 6(4), 045121. https://doi.org/10.1088/2631-8695/ad980a

San Martín, V., Montalva, G. A., & Schnaid, F. (2025). Stress-based CPTu cyclic liquefaction triggering procedures: Improvements from a state parameter approach. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-12857

Santiago, Y., Ledezma, C., & Tiznado, J. C. (2025). Assessing soil liquefaction due to large-magnitude subduction earthquakes based on excess pore-water pressure ratios. Engineering Geology. (online ahead of print).

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 97(SM9), 1249–1273. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001662

Seed, H. B., Martin, P. P., & Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction (Report No. EERC 75-26). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Silver, M. L., & Park, T. K. (1976). Liquefaction potential evaluated from strain-controlled cyclic triaxial tests on sands. Soils and Foundations, 16(3), 51–66.

Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical Engineering, 117(1), 89–107. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89)

Williams, N. D. (2015). Evaluation of empirical prediction methods for liquefaction from the 2010 Maule, Chile earthquake (Master's thesis). Brigham Young University. https://scholarsarchive.byu.edu/etd/6086/

Youd, T. L., & Hoose, S. N. (1977). Liquefaction susceptibility and geologic setting. In Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering (Vol. 3, pp. 2189–2194).

Youd, T. L., & Perkins, D. M. (1978). Mapping liquefaction-induced ground failure potential. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104(4), 433–446.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Jr., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., III, Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., & Stokoe, K. H., II. (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10), 817–833. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817)

Das, B. M. (2013). Principles of Geotechnical Engineering (8.ª ed.). Cengage Learning. (para el texto sobre corte directo y descripción del ensayo)

Centro Sismológico Nacional. (2016). *Catálogo de terremotos y tsunamis en Chile*. Universidad de Chile. http://www.sismologia.cl

Aquib, M., Naseer, A., & Khan, A. (2022). *Intensity measures for seismic performance assessment: A review*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 156*, 107232. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107232

Zhang, H. Y., Wang, L., & Li, X. (2018). Influence of frequency content and duration of ground motions on structural damage. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 47*(1), 78–96. https://doi.org/10.1002/eqe.2949

Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.

Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures*. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Liam Finn, W. D., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., ... Stokoe, K. H. (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), 817–833. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817)

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 97(9), 1249–1273.

Porter, K. (2021). *A beginner's guide to fragility, vulnerability, and risk*. University of Colorado Boulder.

Karim, K. R., & Yamazaki, F. (2007). Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridges based on numerical simulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1873–1890. https://doi.org/10.1002/eqe.701

Hernández Morales, M. (2021). *Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes usando análisis no lineal y curvas de fragilidad*. Universidad Nacional Autónoma de México.

Moehle, J. P., & Deierlein, G. G. (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. *Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering*, 13, 679–692.

Mata, F., Ruiz-García, J., & Gómez, J. D. (2025). Development of fragility curves for seismic vulnerability assessment using nonlinear dynamic analysis. *Engineering Structures*, 308, 116746. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.116746

Deng, L., Wang, W., & Yu, X. (2016). State-of-the-art review on the causes and mechanisms of bridge collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(5), 04016005. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000852

Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, 95*(4), 859-877. https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001144

McGann, C., & Arduino, P. (2011). Three-Dimensional Site Response Analysis of Sloping Ground. *OpenSees Example Repository*. University of Washington. Recuperado de https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Three-Dimensional_Site_Response_Analysis_of_Sloping_Ground

Earthjay. (2016). *Schematic diagram of earthquake types in a subduction zone*. Earthjay Blog. https://earthjay.com/?p=8948

Wakamatsu, K., Yasuda, S., & Kiku, H. (2012). Geotechnical damage caused by liquefaction during the 2011 Great East Japan Earthquake. In Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake (pp. 547–563). Tokyo, Japan: The Japanese Geotechnical Society.

Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1, 321–376.

Yang, Z., Elgamal, A., & Parra, E. (2003). A computational model for cyclic mobility and associated shear deformation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(12), 1119–1127. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:12(1119)

Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2017). PM4Sand (Version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Report No. UCD/CGM-17/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

Ministerio de Obras Públicas – Dirección de Vialidad (2017). Criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile (Versión junio 2017). Gobierno de Chile.

Peredo Andrade, V. P. (2011). *Aplicación del método SASW en suelos* [Memoria de título, Universidad de Chile]. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.

Stokoe, K. H., II, & Santamarina, J. C. (2000). Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering. In *GeoEng 2000: An international conference on geotechnical and geological engineering* (pp. 1490–1536). Technomic Publishing.

7. Anexos

```python
import os
import pandas as pd
import numpy as np
import glob
import matplotlib.pyplot as plt
# === CONFIGURACIÓN ===
# Ruta de la carpeta donde están los archivos (relativa o absoluta)
carpeta = "gerardores/Sismo_Suelo_1"  # ejemplo: "datos_simulacion" o r"C:\Users\...\proyecto\output"
alphas = np.arange(0.005,1.005,0.005)
archivo_salida = "resultado_max_strain.xlsx"

# === BUSCAR ARCHIVOS strain*.out ===
strain_files = sorted(glob.glob(os.path.join(carpeta, "strain1*.out")))
print(f"Se encontraron {len(strain_files)} archivos de strain.")
if not strain_files:
    raise FileNotFoundError(f"No se encontraron archivos strain1*.out en {carpeta}")

max_strain = -np.inf
element_with_max_strain = None

# === IDENTIFICAR ELEMENTO CON MÁXIMA DEFORMACIÓN EN COL 7 ===
for file in strain_files:
    try:
        data = np.loadtxt(file)
        col7 = data[:, 6]  # columna 7 (índice 6)
        max_val = np.max(np.abs(col7))
```

```
        except Exception as e:
            print(f"⚠️ Error leyendo {file}: {e}")

    if element_with_max_strain is None:
        raise ValueError("No se pudo identificar el elemento con máxima deformación")

    # === ARCHIVOS CORRESPONDIENTES ===
    strain_file = os.path.join(carpeta, f"strain1{element_with_max_strain}.out")
    stress_file = os.path.join(carpeta, f"stress1{element_with_max_strain}.out")

    # === LEER STRESS ===
    stress_data = np.loadtxt(stress_file)
    beta = np.abs(stress_data[0, 3])  # columna 4
    tiempos_stress = stress_data[:, 0]
    col4 = np.abs(stress_data[:, 3])
    # === LEER STRAIN COMPLETO ===
    strain_data = np.loadtxt(strain_file)
    tiempos_strain = strain_data[:, 0]
    col7_strain = strain_data[:, 6]

    # === DATOS INICIALES (t=0) PARA Gmax ===
    tau0 = stress_data[0, 3]     # τxy
    gamma0 = strain_data[0, 3]   # γxy

    Gmax = tau0 / gamma0 if gamma0 != 0 else np.nan
    gamma_xy = strain_data[:, 3]
    gamma_acumulada = np.zeros_like(gamma_xy)
    gamma_acumulada[1:] = np.cumsum(np.abs(np.diff(gamma_xy)))
gamma_acumulada = np.zeros_like(gamma_xy)
gamma_acumulada[1:] = np.cumsum(np.abs(np.diff(gamma_xy)))
tau_xy = stress_data[:, 3]
resultados = []

for alpha in alphas:
    alpha_beta = alpha * beta

    # Buscar la primera posición donde col4 < alpha * beta
    idxs = np.where(col4 < alpha_beta)[0]
    if idxs.size == 0:
        print(f"⚠️ No se encontró valor en stress donde col4 < {alpha_beta:.4f} (alpha={alpha})")
        continue

    idx = idxs[0]
    tiempo_target = tiempos_stress[idx]

    # Buscar el tiempo más cercano en strain
    idx_strain = np.argmin(np.abs(tiempos_strain - tiempo_target))
    gamma_acc = gamma_acumulada[idx_strain]
    strain_en_tiempo = col7_strain[idx_strain]
    gamma_t = gamma_xy[idx_strain]
    tau_t = tau_xy[idx_strain]

    Gcurrent = tau_t / gamma_t if gamma_t != 0 else np.nan
    resultados.append({
        "Elemento": element_with_max_strain,
        "ratio esfuerzo": alpha,
```

```
        "γxy(t)": gamma_t,
        "Gcurrent": Gcurrent,
        "γxy_acumulada": gamma_acc,
        "G/Gmax":Gcurrent/Gmax,
        "Strain_en Tiempo stress": strain_en_tiempo
    })


# === GUARDAR EN EXCEL ===
df_resultados = pd.DataFrame(resultados)
df_resultados.to_excel(archivo_salida, index=False)
print(f"✅ Resultados guardados en '{archivo_salida}'")
df = pd.DataFrame(resultados)
df_plot = df.dropna(subset=["G/Gmax", "γxy_acumulada"])

# === Graficar G/Gmax vs γxy_acumulada con escala logarítmica
plt.figure()
plt.plot(df_plot["γxy_acumulada"]*100, df_plot["G/Gmax"], marker='o', linestyle='-')

plt.xscale("log")
plt.xlabel("Deformación de corte acumulada γxy (%)")
plt.ylabel("Relación G / Gmax")
plt.title("Curva G/Gmax vs Deformación acumulada")
plt.grid(True, which='both', linestyle='--', alpha=0.6)
plt.tight_layout()
plt.savefig("curva_G_Gmax.png", dpi=300)
plt.show()
```


```
# === GUARDAR EN EXCEL ===
df_resultados = pd.DataFrame(resultados)
df_resultados.to_excel(archivo_salida, index=False)
print(f"✅ Resultados guardados en '{archivo_salida}'")
df = pd.DataFrame(resultados)
df_plot = df.dropna(subset=["G/Gmax", "γxy_acumulada"])

# === Graficar G/Gmax vs γxy_acumulada con escala logarítmica
plt.figure()
plt.plot(df_plot["γxy_acumulada"]*100, df_plot["G/Gmax"], marker='o', linestyle='-')

plt.xscale("log")
plt.xlabel("Deformación de corte acumulada γxy (%)")
plt.ylabel("Relación G / Gmax")
plt.title("Curva G/Gmax vs Deformación acumulada")
plt.grid(True, which='both', linestyle='--', alpha=0.6)
plt.tight_layout()
plt.savefig("curva_G_Gmax.png", dpi=300)
plt.show()
```

```
warnings.filterwarnings("ignore")

m = 1
kg = 1
s = 1
# Otras Unidades
mm = 0.001*m
cm = 0.01*m
N = 1*kg*m/s**2
kgf = 9.81*N
tonf = 1000*kgf
ton= 1000*kg
Pa = N/m**2
MPa = 10**6*Pa
kPa = 10**3*Pa
inch = 2.54*cm
ft = 12*inch
ksi = 6894757.2932*Pa
kip = ksi*inch**2
psi = 6894.76*Pa
# Constantes Físicas
g = 9.81*m/s**2

# --- FUNCIONES AUXILIARES ---
def leer_excel_columnas(filepath, hoja):
    df = pd.read_excel(filepath, sheet_name=hoja)
```

```python
# --- FUNCIONES AUXILIARES ---
def leer_excel_columnas(filepath, hoja):
    df = pd.read_excel(filepath, sheet_name=hoja)
    try:
        col1 = pd.to_numeric(df.iloc[:, 0], errors='coerce').dropna().tolist()
        col2 = pd.to_numeric(df.iloc[:, 1], errors='coerce').dropna().tolist()
        col3 = pd.to_numeric(df.iloc[:, 2], errors='coerce').dropna().tolist()
    except Exception as e:
        print(f"Error leyendo hoja {hoja}: {e}")
        return [], [], []
    return col1, col2, col3

def recortar_registros(compxa, compya, limite=0.0005):
    compx = np.array(compxa)
    compy = np.array(compya)
    indices_x = np.where(np.abs(compx) > limite)[0]
    indices_y = np.where(np.abs(compy) > limite)[0]
    indices_validos = np.union1d(indices_x, indices_y)
    if len(indices_validos) > 0:
        i0 = indices_validos[0]
        i1 = indices_validos[-1] + 1
        return compx[i0:i1], compy[i0:i1]
    return compx, compy

# --- PARÁMETROS BASE ---
excel_path = 'Velocidades_Crustal.xlsx'
n_sismos = 93
```

```python

    """Modelo con 8 nodos SSPbrickUP (Unidades en kN, m, s)"""
    for hoja in range(n_sismos):
        tiempo, compx, compy = leer_excel_columnas(excel_path, hoja)
        if not tiempo or not compx:
            print(f"⚠ Hoja {hoja} vacía o inválida. Se omite.")
            continue
        compx, compy = recortar_registros(compx, compy)
        motionSteps = len(compx)
        motionDT = tiempo[1]-tiempo[0]
        duration = motionDT * motionSteps
        dT = motionDT
        nSteps = motionSteps
        recdT = 10 * motionDT

        carpeta = f"Sismo_Suelo_{hoja}"
        os.makedirs(carpeta, exist_ok=True)


        # Parámetros
        Lx, Ly, Lz = 2*m, 2*m, 30.0*m  # Dimensiones del sólido
        Nx, Ny, Nz = 1, 1, 30  # Número de divisiones
        Nivelfreactico= 3*m #desde superficie
        zNF=Lz-Nivelfreactico #la base está en 0
        dx, dy, dz = Lx / Nx, Ly / Ny, Lz / Nz  # Tamaño de cada celda
        grade= 0 #pendiente del terreno en %
        slope=math.atan(grade/100.0)
```

```
dx, dy, dz = Lx / Nx, Ly / Ny, Lz / Nz  # Tamaño de cada celda
grade= 0 #pendiente del terreno en %
slope=math.atan(grade/100.0)
nodos = {}  # Diccionario de nodos
nodo_id = 1  # Inicializar ID de nodo
zEstrato2=9.5*m
zEstrato1=21.0*m # de abajo hacia arriba
# Iniciar OpenSees
ops.wipe()
# ops.model('BasicBuilder', '-ndm', 3, '-ndf', 3)

  # Define parameters
matOpt = 1  # 1 = pressure depend, 2 = pressure independ
friction = 32 #friction angle
phaseTransform = 26.0 #phase transformation angle
G1 = 9e4 #kN/m2
nu= 0.3 #Soil possion ratio
# B1 = (2*G1*(1+nu))/(3*(1-2*nu))  #kN/m2 ref bulk modulus
B1=2.2e5
d = 0.5   ##Pressure dependent coeff (-)
pr= 101 #kN/m2 ref mean pressure
gmax=0.1 #peak shear strain
gamma = 0.600 # Newmark integration parameter
dT = 0.01
numSteps = 2500
rhoS = 2.24#Mg/m3 saturated mass density
rhoF = 1 # Mgn/m3 fluid mass density
Bfluid = 2.2e6 #kN/m2fluid shear modulus
```

```
Bfluid = 2.2e6 #kN/m2fluid shear modulus
fluid1 = 1 # fluid material tag
solid1 = 10 # solid material tag
perm = 1e-3*(m/s) #permeability (m/s)
permbase=1
cohesion=0.1
accGravity = 9.81*m/(s**2)
permin = perm / accGravity / rhoF # actual value used in computation
permfin = 1e-5 / accGravity / rhoF # actual value used in computation
accMul = 1 # acceleration multiplier
eVoid3=0.85#relación de vacios Estrato 3
eVoid2=0.7#relación de vacios Estrato 2
eVoid1=0.85 ##relación de vacios Estrato 1
pi = np.pi
inclination = 0.0
massProportionalDamping = 0.0
InitStiffnessProportionalDamping = 0.003
c1=0.067 ##0.0870contraction constant
c3 = 0.23 #0.05              ##contraction constant
d1 = 0.06 # 0.6                ##dilatation constant 1
d3 = 0.27 #3.0                ##dilatation constant 2
pa = 101.0              ##atmosferic pressure (kpa)
##critical state line (CSL) parameters
M = 1.59
cs1 = 0.478             #e_cs
cs2 = 0.0219            #lamda_c
cs3 = 0.7             #zeta
```

```python
gravityY = -accGravity*math.sin(slope)
gravityZ = -accGravity*math.cos(slope)
# alpha_element= (dx**2)/(4*(B1+(4*G1/3)))
alpha_element=1.5e-6
Vs = (G1/rhoS)**0.5
print('Vs=',Vs)
print('alpha_element= ', alpha_element)
n_por=  eVoid1/(1+eVoid1) #porosidad
Bc=Bfluid/n_por
f0 = Vs/(4*Lz)      #fundamental period of soil profile f0=Vs/4H
To= 1/f0                  #predominan frecuency
print("Natural Frequency of Soil Profile", "f0 [Hz] =", f0)
print("PNatural Period of Soil profile", "T0 [s] =", To)
T0= 0.26 #periodo predominante de la señla
fp= 1/T0

#---RAYLEIGH DAMPING PARAMETERS
damp = 0.005               ##Damping ratio
omega1 = 2*np.pi*f0       ##Lower frequency
omega2 = 2*np.pi*fp       ##Upeer frequency

# damping coeffiecients
a0 = 2*damp*omega1*omega2/(omega1+omega2)
a1 = 2*damp/(omega1+omega2)


if matOpt == 1:
    # Estrato 2 – Arena limosa con graduación variable (tag 1)
```

```python
if matOpt == 1:
    # Estrato 2 – Arena limosa con graduación variable (tag 1)
    ops.nDMaterial('PressureDependMultiYield02', 1, 3, 1.9, 130000, 220000, 32, 0.1, 80, 0.5,
                   27, 0.14, 0.35, 0.25, 20, 5, 3, 1, 0,
                   0.70, 0.9, 0.02, 0.7, 101.0)
else:
    # Material alternativo (no necesario si solo usas PDMy02)
    ops.nDMaterial('PressureIndependMultiYield', 2, 3, 1.9, 130000, 220000, 0.1, 0.1, 32, 100)

# Estrato 3 – Arena limosa pobremente graduada (tag 3)
ops.nDMaterial('PressureDependMultiYield02', 3, 3,
               1.6,       # Densidad más baja
               40000,     # Menor rigidez al corte
               100000,    # Menor rigidez volumétrica
               28,        # Menor ángulo de fricción
               0.1,
               80,
               0.5,
               30,        # Mantener el ángulo de transformación de fase
               0.35,      # Mayor contractividad
               0.01,      # Menor dilatancia (más licuable)
               0.0,       # sin reforzamiento
               20, 5, 3, 1, 0,
               0.95,      # Mayor eVoid
               0.9, 0.02, 0.7, 101.0)
```

```
# Estrato 1 - Limo no plástico (tag 4)
ops.nDMaterial('PressureDependMultiYield02', 4, 3, 1.9, #Densidad coherente con limo saturado
               130000, # G más bajo, representa un limo blando a intermedio
               362000, # B alto, consistente con comportamiento compresible
               28,     # Ángulo de fricción bajo, común en suelos finos
               0.05,   # presión dependiente baja, adecuado para suelos cohesivos o de bajo confinamiento
               250,    # muchas superficies: permite capturar acumulación plástica bajo carga cíclica
               0.5,    # deformación de corte de referencia razonable
               22,     # ángulo de transformación de fase bajo → poco dilatante
               0.10,   # contractivo
               0.10,   #ahora mucho más coherente dilatancia baja para limo
               0.008,  #parámetro de licuación bajo: adecuado para suelos muy susceptibles
               20, 5, 3, 1, 0,
               0.85,   #alto eVoid: típico de suelos finos sueltos
               0.9, 0.02, 0.7, 101.0)


def add_node(x, y, z,ndf=3):
    """ Agrega un nodo si no existe en la misma posición y devuelve su ID """
    global nodo_id
    key = (round(x, 6), round(y, 6), round(z, 6))  # Redondear para evitar errores numéricos

    if key not in nodos:
        nodos[key] = nodo_id
        if ndf == 3:
            ops.node(nodo_id, x, y, z)
```

```
            ops.node(nodo_id, x, y, z)
            if z==0:
              ops.fix(nodo_id,0,1,1)
          else:
            if z==0:
              ops.node(nodo_id, x, y, z)
              if z>zNF:
                ops.fix(nodo_id,0,1,1,1)
              else:
                ops.fix(nodo_id,0,1,1,0)
            elif z<zNF:
              # print(z,'bajo agua')
              ops.node(nodo_id, x, y, z)
              # if (y==0 or y==Ly) and z!=0:
                # print('x,y bajo agua',x,y,z)
                # ops.fix(nodo_id,0,1,0,0)
            else:
              ops.node(nodo_id, x, y, z)
              # print(z,'sobreagua')
              # if y==0 or y==Ly:
                # print('x,y sobre agua',x,y,z)
                # ops.fix(nodo_id,0,1,0,1)
              # else:
              ops.fix(nodo_id,0,0,0,1)

          nodo_id += 1
```

```
        nodo_id += 1
    return nodos[key]

# Función para obtener el índice de nodo en una malla regular
def idx(i, j, k):
    return k * (Nx + 1) * (Ny + 1) + j * (Nx + 1) + i + 1

elementos = []  # Lista de elementos
tag_elementos= []
elementobajoagua=[]
elementosE1=[]
elementosE2=[]
elementosE3=[]
contador_elemento=1
for k in range(Nz):
    for j in range(Ny):
        for i in range(Nx):
            # Nodos de las esquinas
            ops.model('BasicBuilder', '-ndm',
            n1 = add_node(i * dx, j * dy, k * dz,4)
            n2 = add_node((i + 1) * dx, j * dy, k * dz,4)
            n3 = add_node((i + 1) * dx, (j + 1) * dy, k * dz,4)
            n4 = add_node(i * dx, (j + 1) * dy, k * dz,4)
            n5 = add_node(i * dx, j * dy, (k + 1) * dz,4)
            n6 = add_node((i + 1) * dx, j * dy, (k + 1) * dz,4)
            n7 = add_node((i + 1) * dx, (j + 1) * dy, (k + 1) * dz,4)
```

(variable) dz: float

```
            n6 = add_node((i + 1) * dx, j * dy, (k + 1) * dz,4)
            n7 = add_node((i + 1) * dx, (j + 1) * dy, (k + 1) * dz,4)
            n8 = add_node(i * dx, (j + 1) * dy, (k + 1) * dz,4)
            xa,ya,za=ops.nodeCoord(n5)
            if za<zNF:
              elementobajoagua.append(contador_elemento)
            # Agregar elemento
            elementos.append([n1, n2, n3, n4, n5, n6, n7, n8])
            if za<=zEstrato2:
              matOpt=3
              eVoid=eVoid3
              elementosE3.append(contador_elemento)
              perm=permin
            elif za>zEstrato1:
              matOpt=4
              eVoid=eVoid1
              elementosE1.append(contador_elemento)
              perm=permin
            else:
              matOpt=1
              eVoid=eVoid2
              elementosE2.append(contador_elemento)
              perm=permin
            ops.element('SSPbrickUP', contador_elemento, *[n1, n2, n3, n4, n5, n6, n7, n8], matOpt, Bfluid, rhoF, permbase, permbase,
            # ops.element('brickUP', contador_elemento, *[n1, n2, n3, n4, n5, n6, n7, n8], matOpt,  Bc, rhoF, perm, perm, perm,gravity
            # ops.element('20NodeBrick', contador_elemento, *[n1, n2, n3, n4, n5, n6, n7, n8, n9, n10, n11, n12, n13, n14, n15, n16, n
            tag_elementos.append(contador_elemento)
            contador_elemento+=1
```

```
nodos=ops.getNodeTags()
# print(nodos)

#Identificar nodos de la primera izquina que restringiran el equalDOF
Nodosmaestros=[]
Nodosbase=[]
for node_id in nodos:
    x,y,z=ops.nodeCoord(node_id)
    if (x == 0 and y == 0 ):
        Nodosmaestros.append(node_id)
    if z==0:
        Nodosbase.append(node_id)

# print(Nodosmaestros,Nodosbase)

#Aplicar EQUALDOF PARA QUE TODOS LOS NODOS EN UN MISMO Z SE MUEVAN IGUAL
for ID_master in Nodosmaestros:
  x1,y1,z1 = ops.nodeCoord(ID_master)
  # print(z1)
  for node_id in nodos:
    x,y,z=ops.nodeCoord(node_id)
    if z==z1:
      if z==0:
        if ID_master!=node_id:
          ops.equalDOF(ID_master, node_id, 1)
          # print('equalDof base entre',ID_master, node_id)
```

```
# # Aplicar condiciones de borde en el suelo natural
ops.model('BasicBuilder', '-ndm', 3, '-ndf', 3)

# Dashpot material
colArea = Lx * Ly
rockVS = 700.0*(m/s)
rockDen = 2.5 #ton/m3
dashpotCoeff = rockVS * rockDen * colArea
matVis=1500
ops.uniaxialMaterial('Viscous', matVis, dashpotCoeff, 1)

#---DEFINE DASHPOT NODES
nNodeT=ops.getNodeTags()[-1]
for i_base in Nodosbase[0:1]:
  x,y,z=ops.nodeCoord(i_base)
  print('ibase',i_base,x,y,z)
  dashF=1000000+i_base
  dashX=2000000+i_base
  dashY=3000000+i_base
  ops.node(dashF,x,y,z)
  ops.node(dashX,x,y,z)
  ops.node(dashY,x,y,z)
  ops.fix(dashF, 1, 1, 1)
  ops.fix(dashX, 0, 1, 1)
  ops.fix(dashY, 1, 0, 1)
  ops.equalDOF(i_base, dashX, 1)
  ops.equalDOF(i_base, dashY, 2)
  ops.element('zeroLength', contador_elemento, dashF, dashX, '-mat',  matVis, '-dir', 1)
  contador_elemento+=1
  ops.element('zeroLength', contador_elemento, dashF, dashY, '-mat',  matVis, '-dir', 2)
  contador_elemento+=1

elementocentral=[]
nodos1=[]
nodos5=[]
for ele in tag_elementos:
  nodos=ops.eleNodes(ele)
  # print(nodos)
  nodoint=nodos[0]
  x,y,z=ops.nodeCoord(nodoint)
  if (x ==Lx/2 and y == Ly/2 ) and z%1==0:
    # print(z)
    elementocentral.append(ele)
    nodos1.append(nodos[0])
    nodos5.append(nodos[4])
  elif Nx<2:
   if (x ==0 and y == 0 ) and z%1==0:
    # print('2da condicion',z)
    elementocentral.append(ele)
    nodos1.append(nodos[0])
    xa,ya,za=ops.nodeCoord(nodos[0])
    # print('nodo1',xa,ya,za)
    nodos5.append(nodos[4])
    xa,ya,za=ops.nodeCoord(nodos[4])
```

```
print(len(elementocentral))
print(len(nodos1))

#Recorders gravity
# Recorders
ops.recorder('Node', '-file', os.path.join(carpeta,'Gdisplacement.out'), '-time', '-node', *nodos5, '-dof', 1, 2, 3, 'disp')
ops.recorder('Node', '-file', os.path.join(carpeta,'Gvelocity.out'),     '-time', '-node', *nodos5, '-dof', 1, 2, 3, 'vel')
ops.recorder('Node', '-file', os.path.join(carpeta,'Gacceleration.out'), '-time', '-node', *nodos5, '-dof', 1, 2, 3, 'accel')
ops.recorder('Node', '-file', os.path.join(carpeta,'GporePressure.out'), '-time', '-node', *nodos5, '-dof', 4, 'vel')
ops.recorder('Node', '-file', os.path.join(carpeta,'GRAVdispX.out'), '-time', '-node', *nodos1, '-dof', 1, '-dT', recdT, 'disp')
ops.recorder('Node', '-file', os.path.join(carpeta,'GRAVdispY.out'), '-time', '-node', *nodos1, '-dof', 2, '-dT', recdT, 'disp')
ops.recorder('Node', '-file', os.path.join(carpeta,'GRAVpwp.out'), '-time', '-node',*nodos1, '-dof', 4, '-dT', recdT, 'vel')
ops.recorder('Node', '-file', os.path.join(carpeta,'GRAVaccX.out'), '-time', '-node', *nodos1, '-dof', 1, '-dT', recdT, 'accel')

for i in range(0,len(elementocentral),1):
  filestres1='gravstress1'+str(elementocentral[i])+'.out'
  filestrain1='gravstrain1'+str(elementocentral[i])+'.out'
  filestres5='gravstress5'+str(elementocentral[i])+'.out'
  filestrain5='gravstrain5'+str(elementocentral[i])+'.out'
  # ops.recorder('Element', '-ele', elementocentral[i], '-time', '-file', filestres1, '-dT', dT, 'material', nodos1[i], 'stress')
  # ops.recorder('Element', '-ele', elementocentral[i], '-time', '-file', filestrain1, '-dT', dT, 'material', nodos1[i], 'strain')
  # ops.recorder('Element', '-ele', elementocentral[i], '-time', '-file', filestres5, '-dT', dT, 'material', nodos5[i], 'stress')
  # ops.recorder('Element', '-ele', elementocentral[i], '-time', '-file', filestrain5, '-dT', dT, 'material', nodos5[i], 'strain')
  # ops.recorder('Element', '-ele', elementocentral[i], '-time', '-file', filestres1, '-dT', dT, 'material', 1, 'stress')
  # ops.recorder('Element', '-ele', elementocentral[i], '-time', '-file', filestrain1, '-dT', dT, 'material', 1, 'strain')
  # ops.recorder('Element', '-ele', elementocentral[i], '-time', '-file', filestres5, '-dT', dT, 'material', 1, 'stress')
  # ops.recorder('Element', '-ele', elementocentral[i], '-time', '-file', filestrain5, '-dT', dT, 'material', 1, 'strain')
  ops.recorder('Element', '-file', os.path.join(carpeta,filestres1), '-time','-dT', recdT,'-ele', elementocentral[i], 'stress')
  ops.recorder('Element', '-ele', os.path.join(carpeta,filestrain1),  '-time','-dT', recdT,'-ele', elementocentral[i], 'strain')
  ops.recorder('Element', '-file', os.path.join(carpeta,filestres5), '-time','-dT', recdT,'-ele', elementocentral[i], 'stress')
  ops.recorder('Element', '-ele', os.path.join(carpeta,filestrain5), '-time','-dT', recdT,'-ele', elementocentral[i], 'strain')


# Rayleigh damping
pi = math.pi
damp = 0.02
omega1 = 2 * pi * 0.2
omega2 = 2 * pi * 20
a0 = 2 * damp * omega1 * omega2 / (omega1 + omega2)
a1 = 2 * damp / (omega1 + omega2)
print(f"damping coefficients: a_0 = {a0};  a_1 = {a1}")

#Rayleigh damping
pi = math.pi
damp = 0.02
omega1 = 2 * pi * 0.2
omega2 = 2 * pi * 20
a0 = 2 * damp * omega1 * omega2 / (omega1 + omega2)
a1 = 2 * damp / (omega1 + omega2)
print(f"damping coefficients: a_0 = {a0};  a_1 = {a1}")

# CFL condition
vsMax = 250.0
```

```
# CFL condition
vsMax = 250.0
duration = motionDT * motionSteps
minSize = dz
for i in range(2, 3 + 1):
    if dz < minSize:
        minSize = dz
kTrial = minSize / (vsMax ** 0.5)

if motionDT <= kTrial:
    nSteps = motionSteps
    dT = motionDT
else:
    nSteps = int(math.floor(duration / kTrial) + 1)
    dT = duration / nSteps
print(f"number of steps in analysis: {nSteps}")
print(f"analysis time step: {dT}")


# Newmark parameters
gamma = 0.5
beta = 0.25


#GRAVITY ANALYSIS (ELASTIC BEHAVIOR)
# Define analysis
```

```
#GRAVITY ANALYSIS (ELASTIC BEHAVIOR)
# Define analysis
ops.model('BasicBuilder', '-ndm', 3, '-ndf', 4)
ops.updateMaterialStage('-material', 1, '-stage', 0)
ops.updateMaterialStage('-material', 3, '-stage', 0)
ops.updateMaterialStage('-material', 4, '-stage', 0)

ops.constraints('Penalty', 1.e14, 1.e14)
ops.test('NormDispIncr', 1e-5, 30, 1)
ops.algorithm('Newton')
ops.numberer('Plain')
ops.system('Mumps')
ops.integrator('Newmark', gamma, beta)
ops.analysis('Transient')



ok=ops.analyze(20, 5.0e2)
# ok = ops.analyze(1)
if ok==0:
  print("------------------------------------------------")
  print("Finished with elastic gravity analysis...")
  print("------------------------------------------------")
ops.updateMaterialStage('-material', 1, '-stage', 1)
ops.updateMaterialStage('-material', 3, '-stage', 1)
ops.updateMaterialStage('-material', 4, '-stage', 1)
ok=ops.analyze(40, 5.0e-2)
```

```
ok=ops.analyze(40, 5.0e-2)
if ok==0:
 print("-------------------------------------------------")
 print("Finished plastic gravity analysis...")
 print("-------------------------------------------------")
ops.loadConst('-time', 0.0)
#Actualizamos permeablidad

xPerm = {
    1: 1.0e-2,
    2: 1.0e-5,
    3: 1.0e-2
}
yPerm = xPerm
zPerm = xPerm

if elementosE1:
    ops.setParameter('-val', xPerm[1], '-eleRange', elementosE1[0], elementosE1[-1], 'xPerm')
    ops.setParameter('-val', yPerm[1], '-eleRange', elementosE1[0], elementosE1[-1], 'yPerm')
    ops.setParameter('-val', zPerm[1], '-eleRange', elementosE1[0], elementosE1[-1], 'zPerm')

if elementosE2:
    ops.setParameter('-val', xPerm[2], '-eleRange', elementosE2[0], elementosE2[-1], 'xPerm')
    ops.setParameter('-val', yPerm[2], '-eleRange', elementosE2[0], elementosE2[-1], 'yPerm')
    ops.setParameter('-val', zPerm[2], '-eleRange', elementosE2[0], elementosE2[-1], 'zPerm')

if elementosE3:
    ops.setParameter('-val', xPerm[3], '-eleRange', elementosE3[0], elementosE3[-1], 'xPerm')
    ops.setParameter('-val', yPerm[3], '-eleRange', elementosE3[0], elementosE3[-1], 'yPerm')
    ops.setParameter('-val', zPerm[3], '-eleRange', elementosE3[0], elementosE3[-1], 'zPerm')

 print("-------------------------------------------------")
 print("Finished updating permeabilities for dynamic analysis...")
 print("-------------------------------------------------")

 import matplotlib.pyplot as plt
 import glob
 import re
 #graficacion gravity
 # Paso 1: Obtener coordenadas Z de nodos válidos
 profundidades = []
 nodos_validos = []
 for nodo in nodos1:
        x,y,z = ops.nodeCoord(nodo)
        # print('z',z)
        profundidades.append(-(Lz-z))
        nodos_validos.append(nodo)
 pwp_data = np.loadtxt(os.path.join(carpeta,'GRAVpwp.out'))
 profundidades_pwp = []
 nodos_pwp = []
 for nodo in nodos5:
    try:
        z = ops.nodeCoord(nodo)[2]
        profundidades_pwp.append(z)
        nodos_pwp.append(nodo)
    except:
```

```
        continue

# Paso 4: Rellenar con NaN para hacer matriz 2D
sigma_zz_hist_padded = np.full((len(sigma_zz_hist), max_len), np.nan)
for i, row in enumerate(sigma_zz_hist):
    sigma_zz_hist_padded[i, :len(row)] = row

profundidades = np.array(profundidades)
sigma_zz_ultimo = np.array(sigma_zz_ultimo)
sigma_zz_hist = sigma_zz_hist_padded  # 2D matrix now
print('esfueros',sigma_zz_ultimo[0],pwp_ultimo[0],profundidades[0])
print('esfueros',sigma_zz_ultimo[1],pwp_ultimo[1],profundidades[1])
# Paso 5: Graficar último instante
plt.figure(figsize=(6, 8))
plt.plot(-sigma_zz_ultimo, profundidades, 'o-', label='σ_zz último')
# plt.plot(pwp_ultimo, profundidades, 'o-', label='pwp último')
plt.xlabel('Esfuerzo vertical σ_zz [kPa]')
plt.ylabel('Profundidad [m]')
plt.title('Perfil de esfuerzo vertical (último instante)')
plt.grid(True)
plt.legend()
plt.tight_layout()
nombre_archivo = os.path.join(carpeta, "Gravity-Perfil de esfuerzo vertical (último instante).png")
plt.savefig(nombre_archivo)
    print(f"curStep: {curStep}")
    rStep = (nSteps - curStep) * 2.0
    remStep = int((nSteps - curStep) * 2.0)
    print(f"remStep: {remStep}")
    dT = dT / 2.0
    print(f"dT: {dT}")
    ok = ops.analyze(remStep, dT)

    if ok != 0:
        print("did not converge, reducing time step again")
        curTime = ops.getTime()
        print(f"curTime: {curTime}")
        curStep = (curTime - mTime) / dT
        print(f"curStep: {curStep}")
        remStep = int((rStep - curStep) * 2.0)
        print(f"remStep: {remStep}")
        dT = dT / 2.0
        print(f"dT: {dT}")
        ops.analyze(remStep, dT)

endT = tt.time()
print("Finished with dynamic analysis...")
print(f"Analysis execution time: {endT - startT:.2f} seconds")
print(f"Sismo {hoja} finalizado en {endT - startT:.2f} segundos")

# Paso 1: Obtener coordenadas Z de nodos válidos
profundidades = []
nodos_validos = []
```

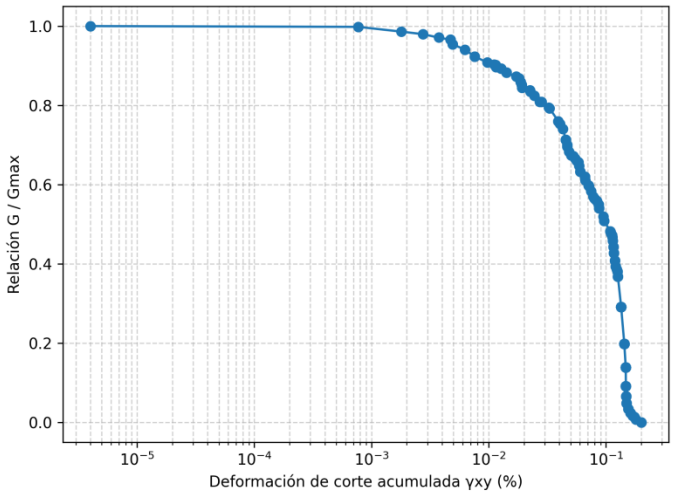
```
# Convertir a array y asegurar orden de profundidad creciente (fondo abajo, superficie arriba)
profundidades_pwp = np.array(profundidades_pwp)
sorted_indices = np.argsort(profundidades_pwp)
profundidades_pwp_sorted = profundidades_pwp[sorted_indices]
# Convertir a array y asegurar orden de profundidad creciente (fondo abajo, superficie arriba)
profundidades_pwp = np.array(profundidades_pwp)
sorted_indices = np.argsort(profundidades_pwp)
profundidades_pwp_sorted = profundidades_pwp[sorted_indices]
# === Paso 3: Presión de poros en el último paso ===
pwp_ultimo = pwp_data[-1, sorted_indices]
# Paso 3: Leer archivos de esfuerzo vertical
files = sorted(glob.glob(os.path.join(carpeta, "stress5*.out")),key=lambda x: int(re.findall(r'\d+', os.path

sigma_zz_ultimo = []
sigma_zz_hist = []
max_len = 0  # Para saber el máximo número de pasos de tiempo

for file in files:
    try:
        data = np.loadtxt(file)
        if data.ndim == 1:
            sigma_hist = [data[3]]
        else:
            sigma_hist = data[:, 3]  # Componente vertical

        sigma_zz_ultimo.append(sigma_hist[-1])
        sigma_zz_hist.append(sigma_hist)

# Paso 4: Rellenar con NaN para hacer matriz 2D
sigma_zz_hist_padded = np.full((len(sigma_zz_hist), max_len), np.nan)
for i, row in enumerate(sigma_zz_hist):
    sigma_zz_hist_padded[i, :len(row)] = row

profundidades = np.array(profundidades)
sigma_zz_ultimo = np.array(sigma_zz_ultimo)
sigma_zz_hist = sigma_zz_hist_padded  # 2D matrix now
print('esfueros',sigma_zz_ultimo[0],pwp_ultimo[0],profundidades[0])
print('esfueros',sigma_zz_ultimo[1],pwp_ultimo[1],profundidades[1])
# Paso 5: Graficar último instante
plt.figure(figsize=(6, 8))
plt.plot(-sigma_zz_ultimo, profundidades, 'o-', label='σ_zz último')
# plt.plot(pwp_ultimo, profundidades, 'o-', label='pwp último')
plt.xlabel('Esfuerzo vertical σ_zz [kPa]')
plt.ylabel('Profundidad [m]')
plt.title('Perfil de esfuerzo vertical (último instante)')
plt.grid(True)
plt.legend()
plt.tight_layout()
nombre_archivo = os.path.join(carpeta, "Sismo-Perfil de esfuerzo vertical (último instante).png")
plt.savefig(nombre_archivo)
# plt.show()

plt.figure(figsize=(6, 8))
```

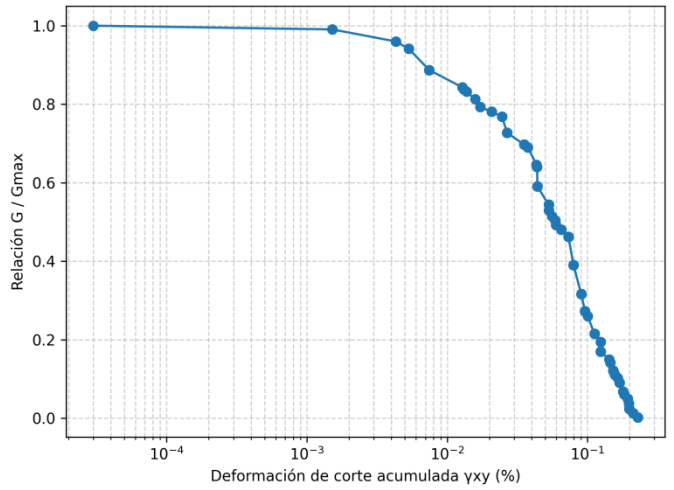
```
plt.figure(figsize=(8, 6))
extent = [0, pwp_sorted.shape[1], profundidades_pwp_sorted[-1], profundidades_pwp_sorted[0]]
plt.imshow(pwp_sorted, aspect='auto', extent=extent, cmap='viridis', interpolation='none')
plt.colorbar(label='Presión de poros [kPa]')
plt.xlabel('Paso de tiempo')
plt.ylabel('Profundidad [m]')
plt.title('Evolución de la presión de poros con la profundidad')
plt.tight_layout()
nombre_archivo = os.path.join(carpeta, "Sismo-Evolución de la presión de poros con la profundidad.png")
plt.savefig(nombre_archivo)
# plt.show()

#creando video 1
import matplotlib.animation as animation
startT = tt.time()
if sigma_zz_hist.shape[1] != len(profundidades):
    sigma_zz_hist = sigma_zz_hist.T  # Convertimos a forma (tiempos, profundidades)
# Parámetros básicos
n_frames = sigma_zz_hist.shape[0]
profundidades = np.array(-profundidades)

# Crear la figura y el eje
fig, ax = plt.subplots(figsize=(6, 8))
line, = ax.plot([], [], lw=2, color='blue')
time_text = ax.text(0.05, 0.95, '', transform=ax.transAxes, fontsize=12,
                    verticalalignment='top', bbox=dict(facecolor='white', alpha=0.7))
# Línea vertical fija en x=0
```

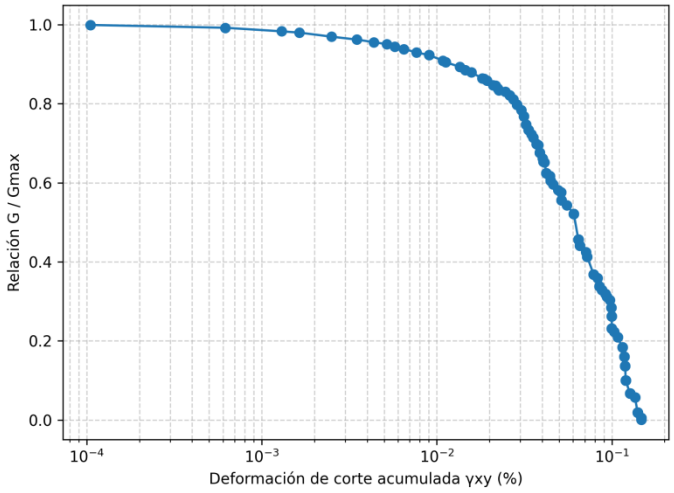
```
# Función de animación
def update(frame):
    line.set_data(sigma_zz_hist[frame], profundidades)
    time_text.set_text(f'Tiempo: {round(frame*recdT,3)} s')
    return line, time_text
# print("Forma de sigmazz:", sigma_zz_hist.shape)
# print("Longitud de profundidades:", len(profundidades))
# Crear animación
ani = animation.FuncAnimation(fig, update, frames=n_frames, blit=True, interval=100)

# Guardar como video mp4 (requiere ffmpeg instalado)
ani.save(os.path.join(carpeta,'esfuerzo_vs_profundidad.mp4'), writer='ffmpeg', fps=10)

plt.close()
endT = tt.time()
print("Finished with video creation...")
print(f"Analysis execution time: {endT - startT:.2f} seconds")

#segundovideo
if pwp_sorted.shape[1] != len(profundidades):
 sigma_zz_hist = pwp_sorted.T  # Convertimos a forma (tiempos, profundidades)
# Parámetros básicos
n_frames = sigma_zz_hist.shape[0]
profundidades = np.array(profundidades)

# Crear la figura y el eje
fig, ax = plt.subplots(figsize=(6, 8))
line, = ax.plot([], [], lw=2, color='blue')
```

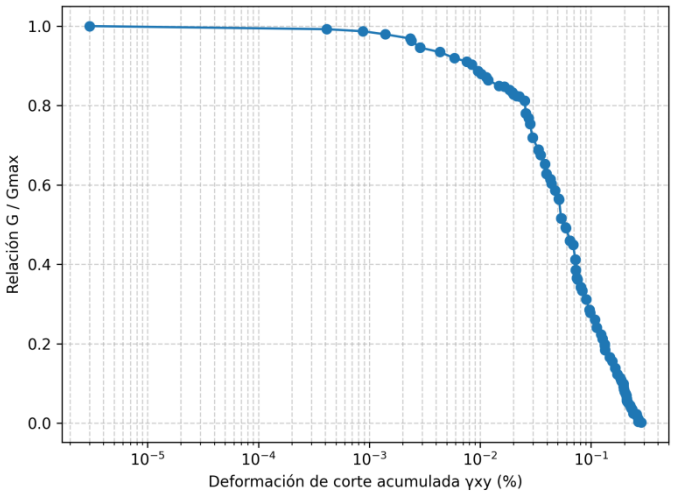
```
                    verticalalignment='top', bbox=dict(facecolor='white', alpha=0.7))
# Línea vertical fija en x=0
ax.axvline(x=0, color='black', linestyle='--', linewidth=2.0, alpha=1)
# Configurar el gráfico
ax.set_xlim(np.min(sigma_zz_hist), np.max(sigma_zz_hist))
ax.set_ylim(np.max(profundidades), np.min(profundidades))  # Y invertido: profundidad creciente hacia abajo
ax.set_xlabel('Pore pressure (kPa)')
ax.set_ylabel('Profundidad (m)')
ax.set_title('Evolución de Presión de poros vs. Profundidad')

# Función de animación
def update(frame):
    line.set_data(sigma_zz_hist[frame], profundidades)
    time_text.set_text(f'Tiempo: {round(frame*dT,3)} s')
    return line, time_text
# print("Forma de sigmazz:", sigma_zz_hist.shape)
# print("Longitud de profundidades:", len(profundidades))
# Crear animación
ani = animation.FuncAnimation(fig, update, frames=n_frames, blit=True, interval=100)

# Guardar como video mp4 (requiere ffmpeg instalado)
ani.save(os.path.join(carpeta,'pwp_vs_profundidad.mp4'), writer='ffmpeg', fps=10)

plt.close()
```

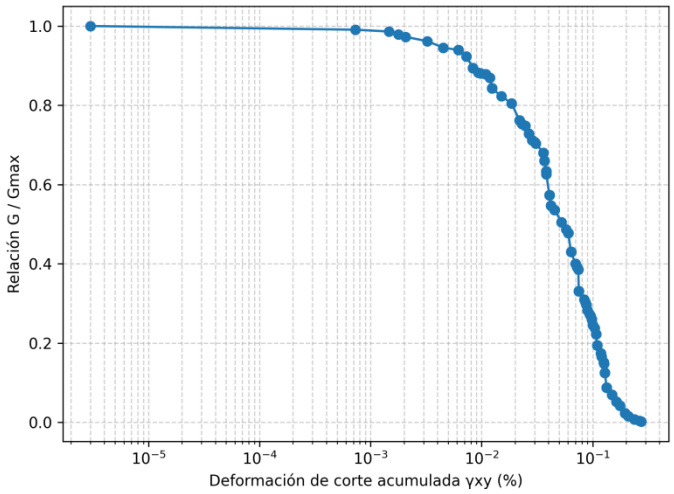
Interface Condición 1; Agua a Tres m.

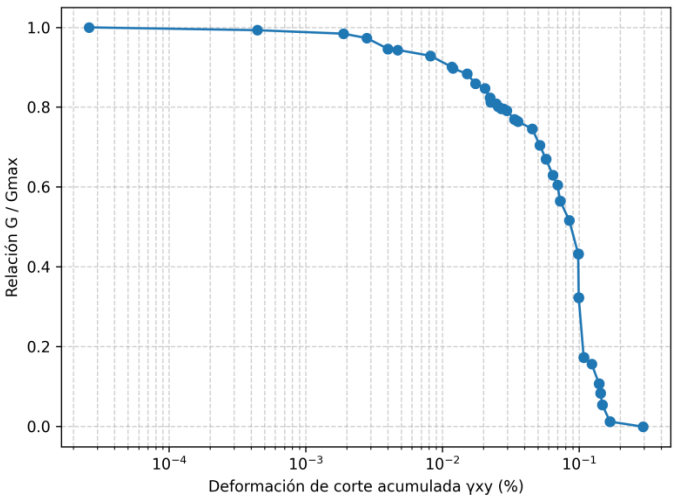

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

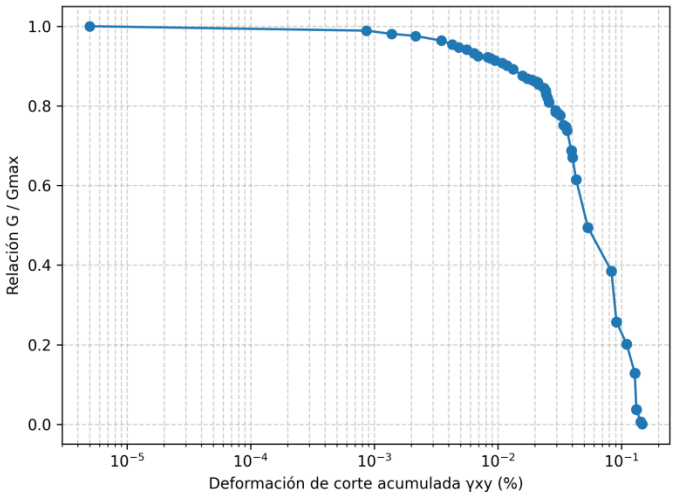

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

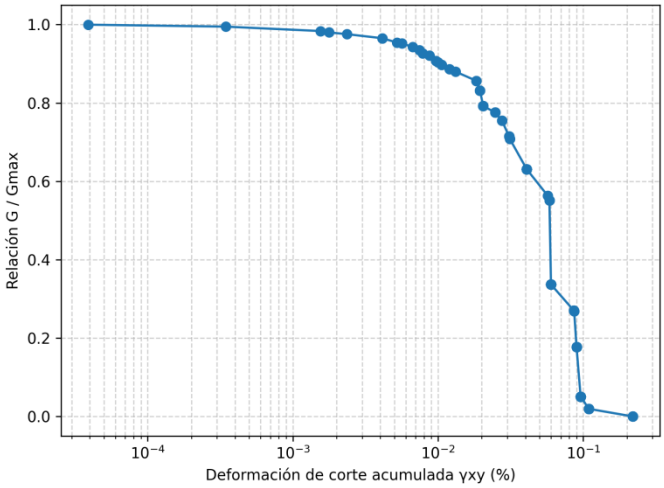

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

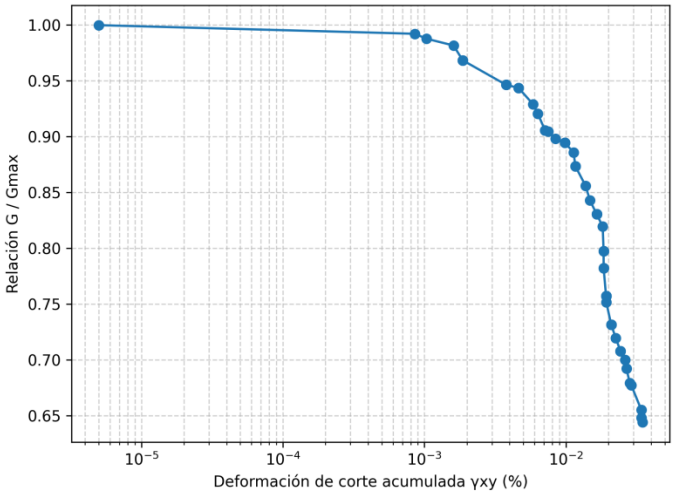

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

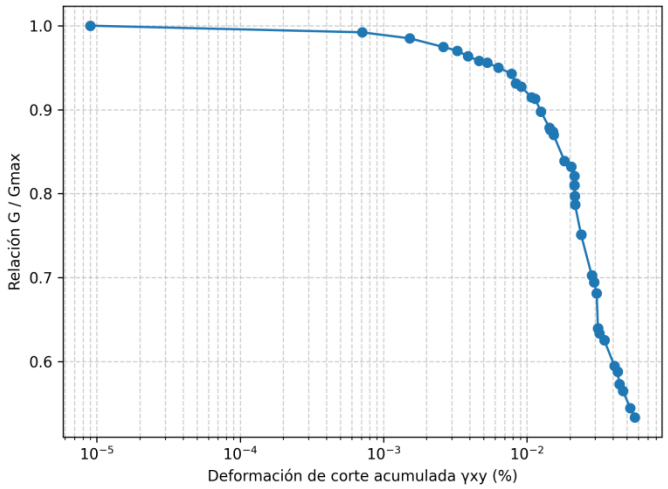

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

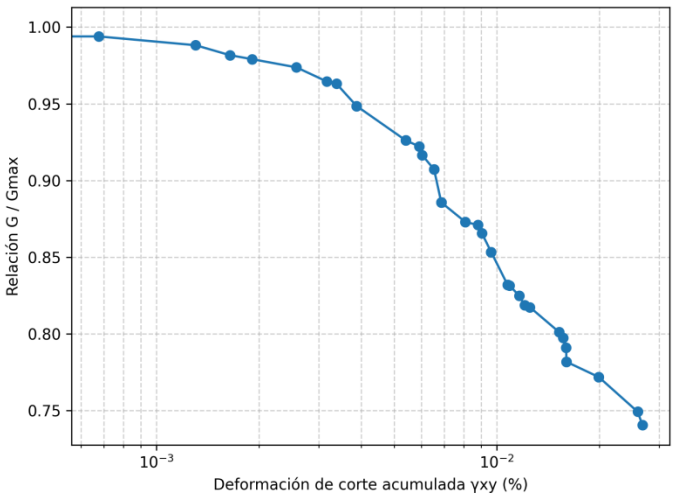

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

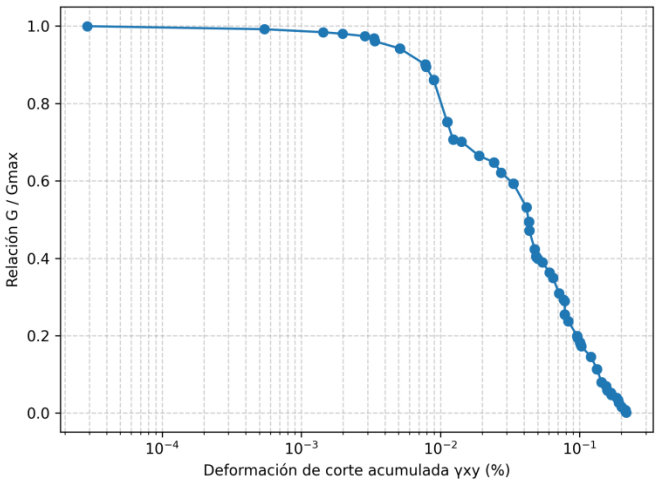

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

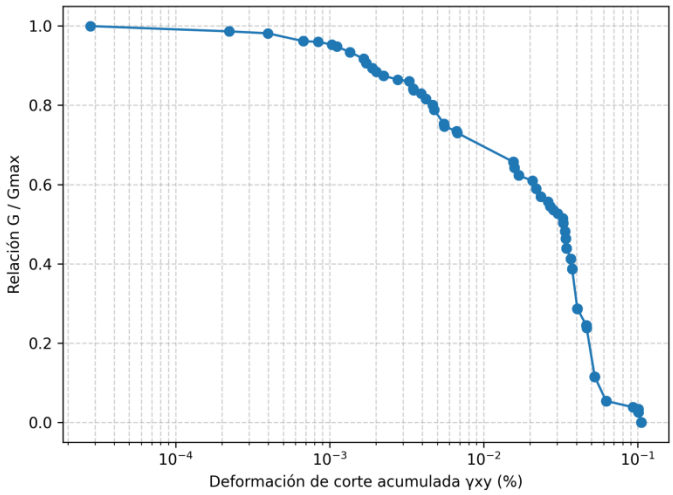

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

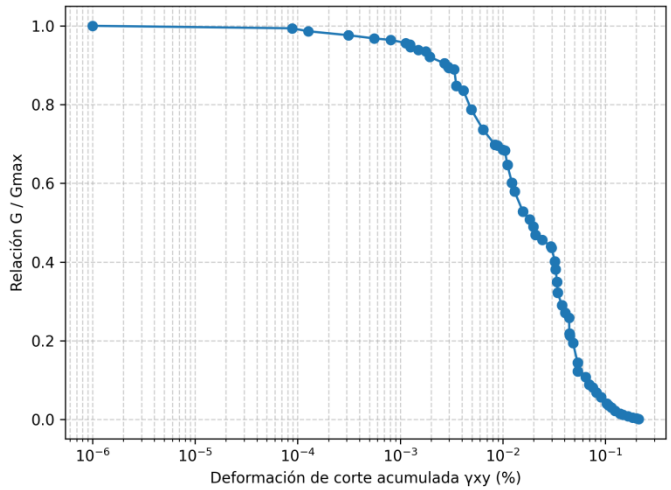

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

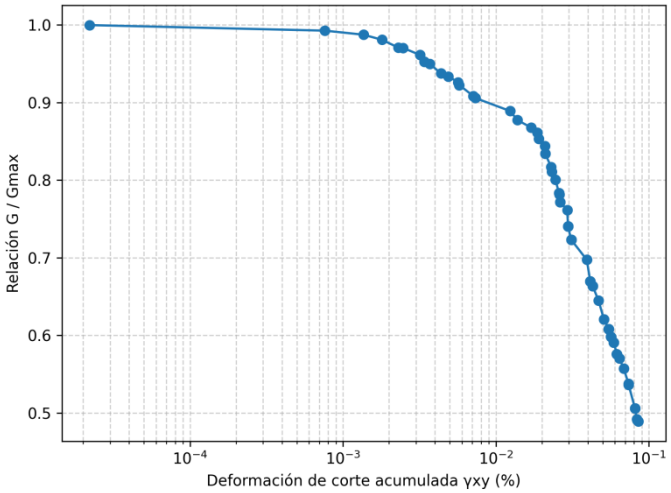

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

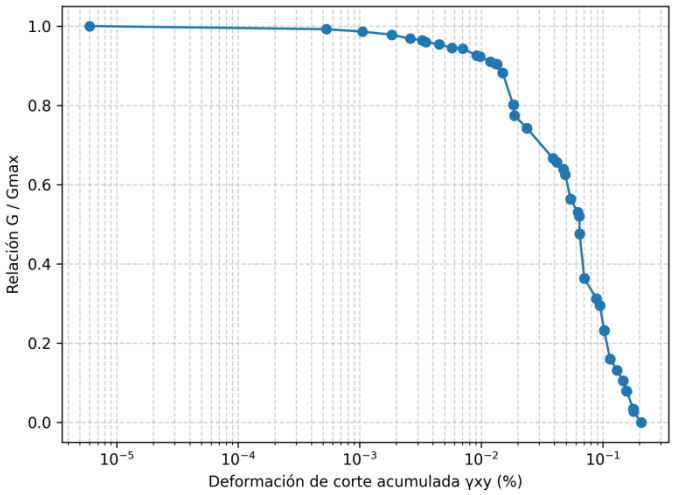

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

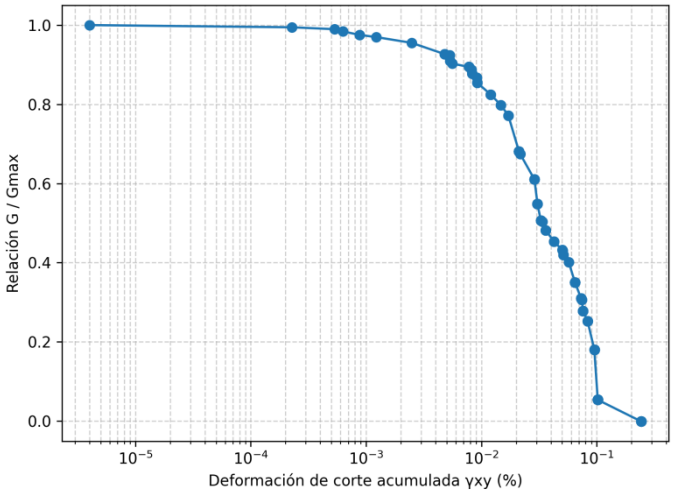

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

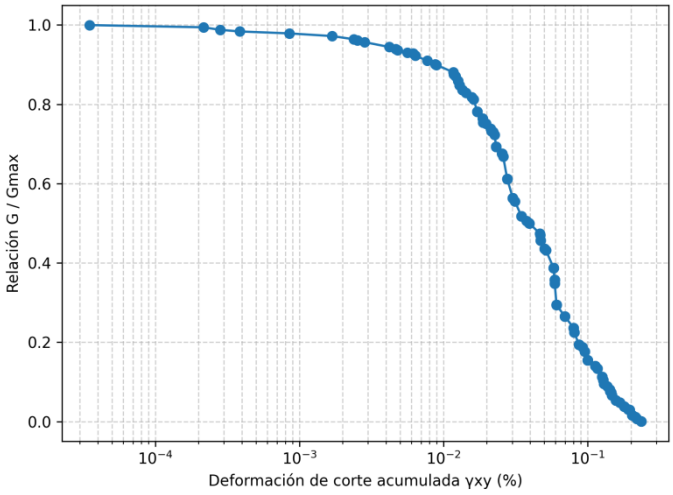

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

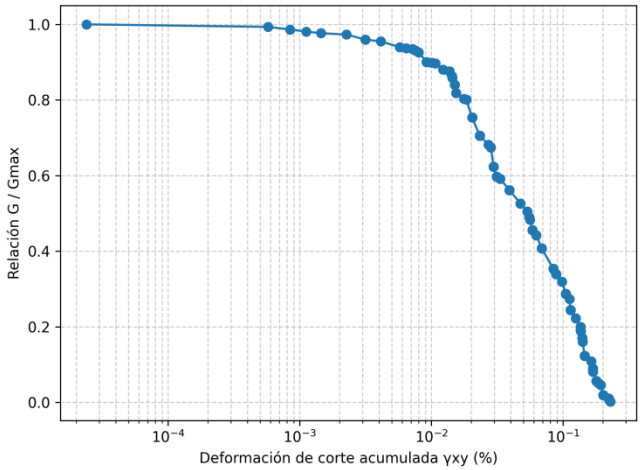

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

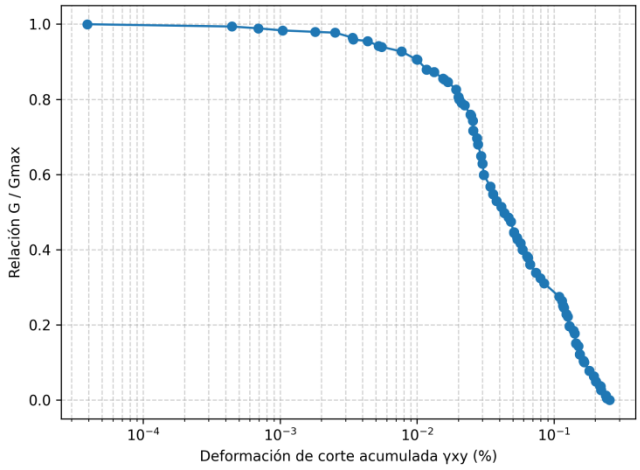

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

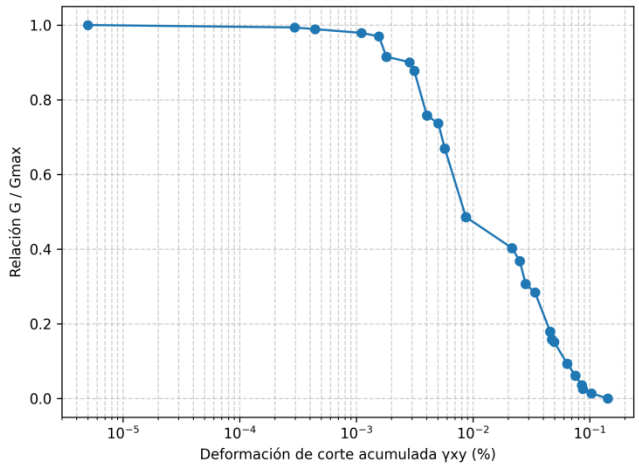

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

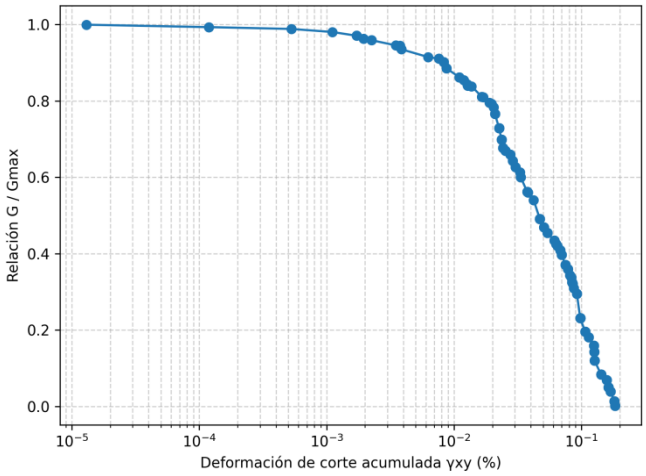

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

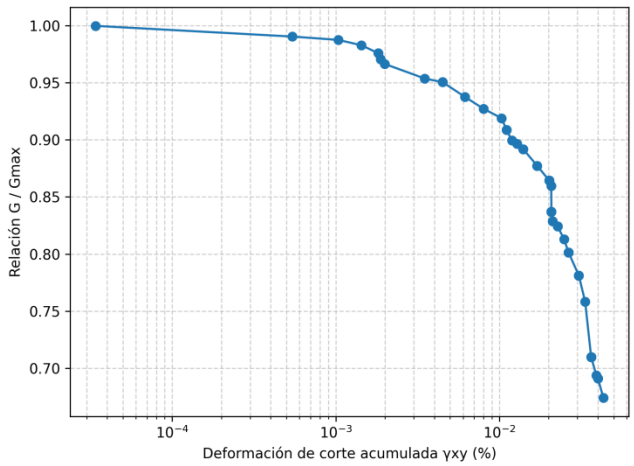

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

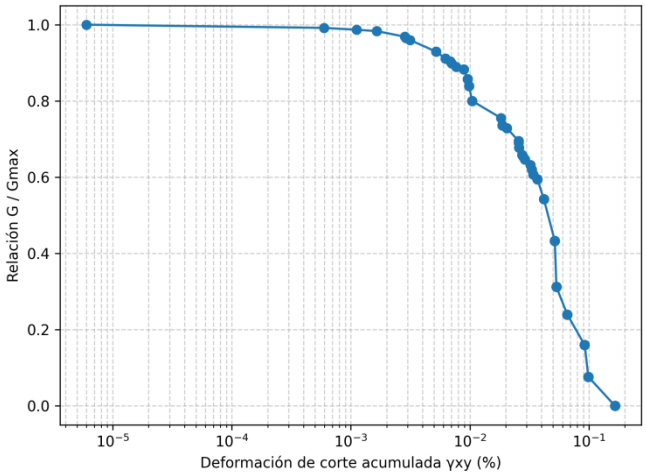

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

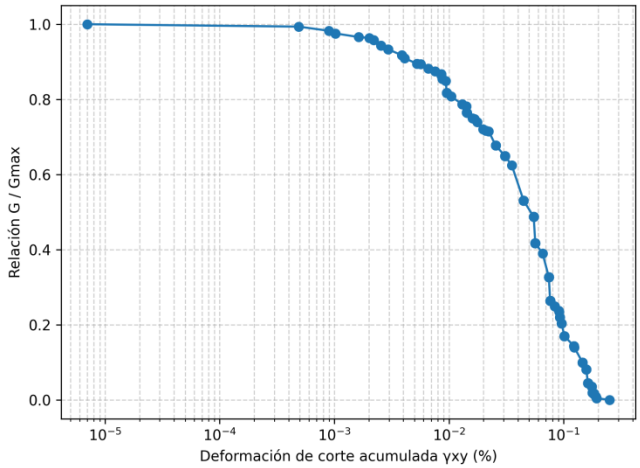

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

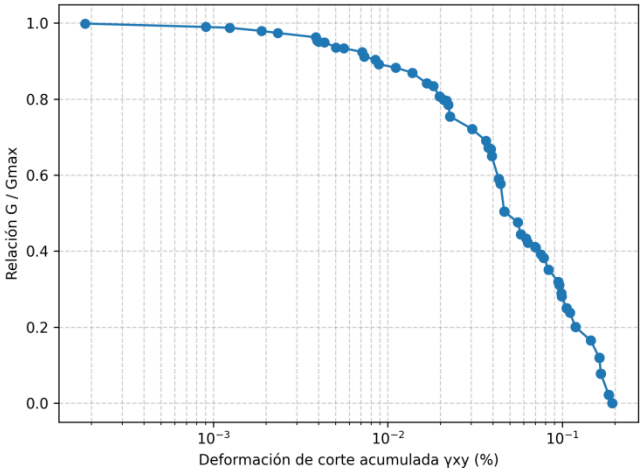

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

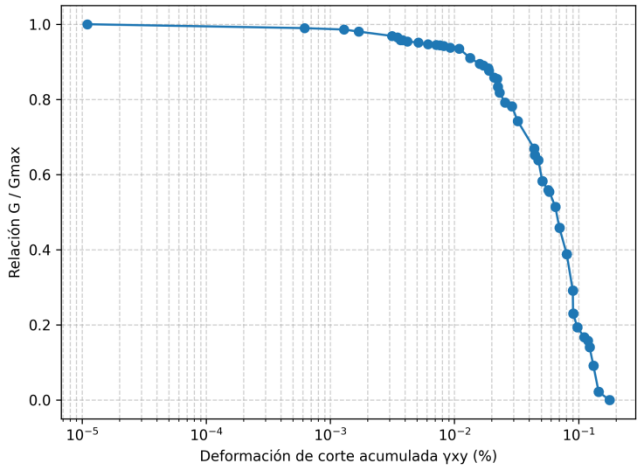

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

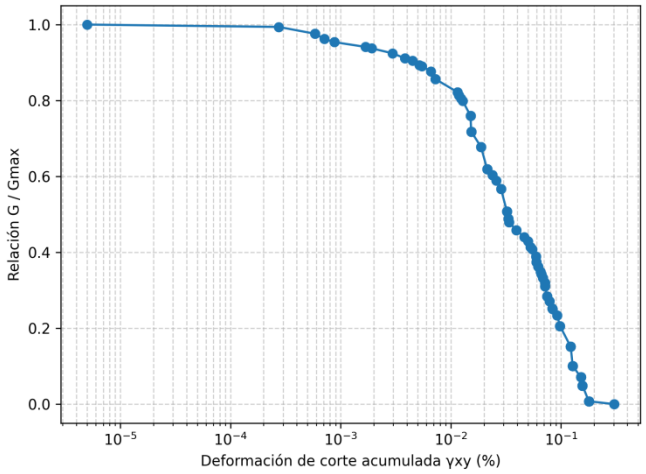

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

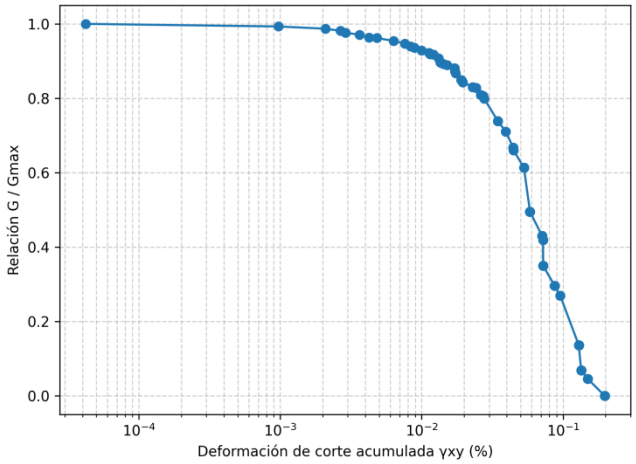

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

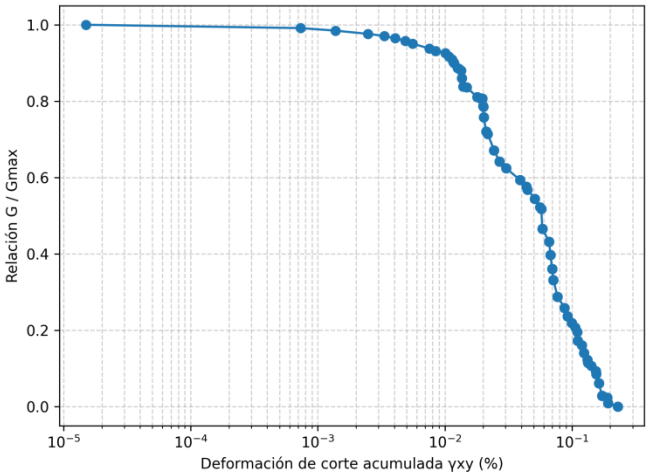

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

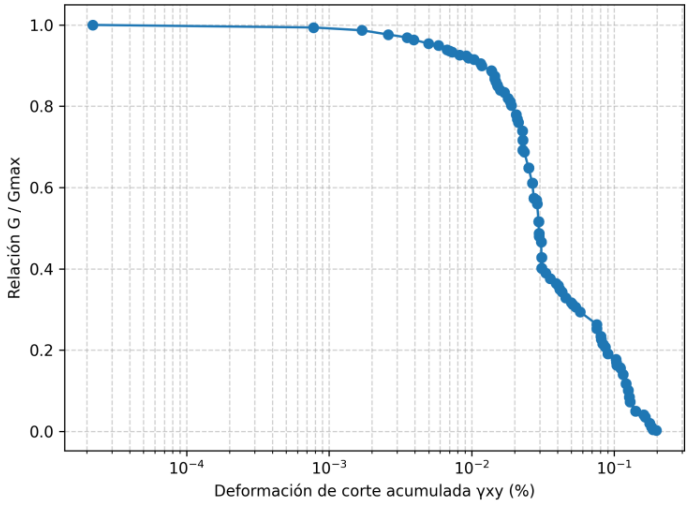

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

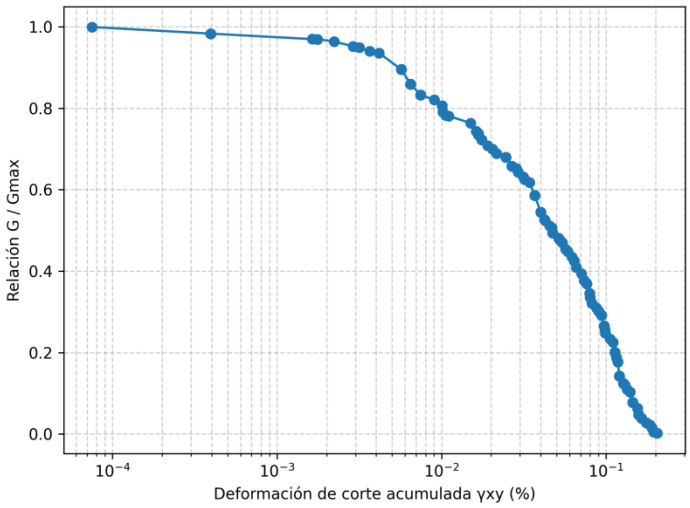

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

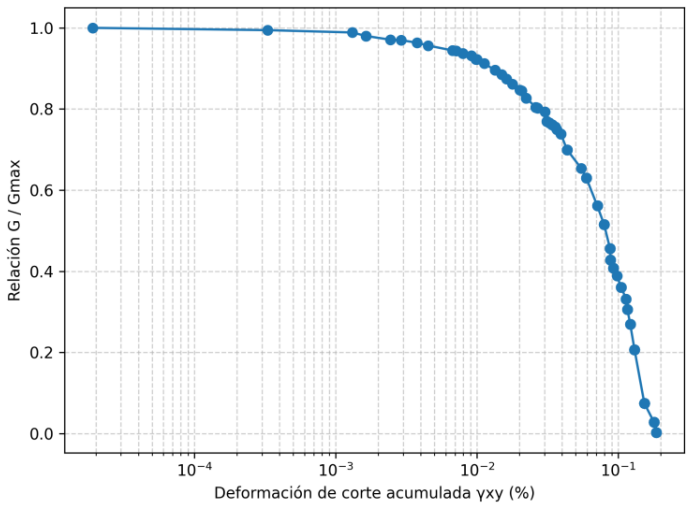

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

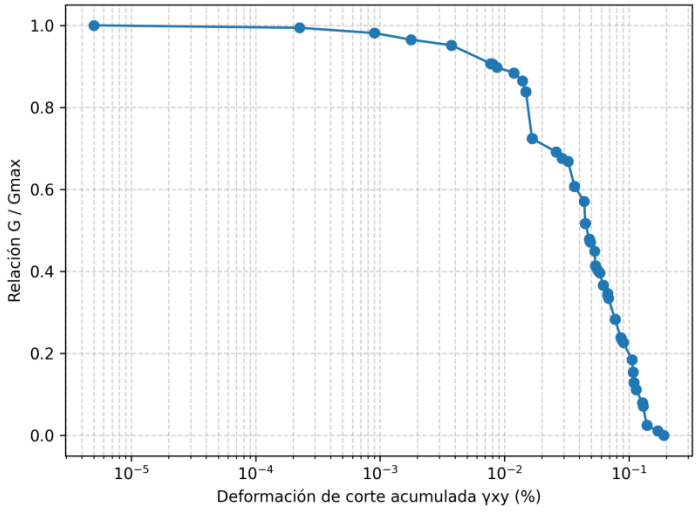

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

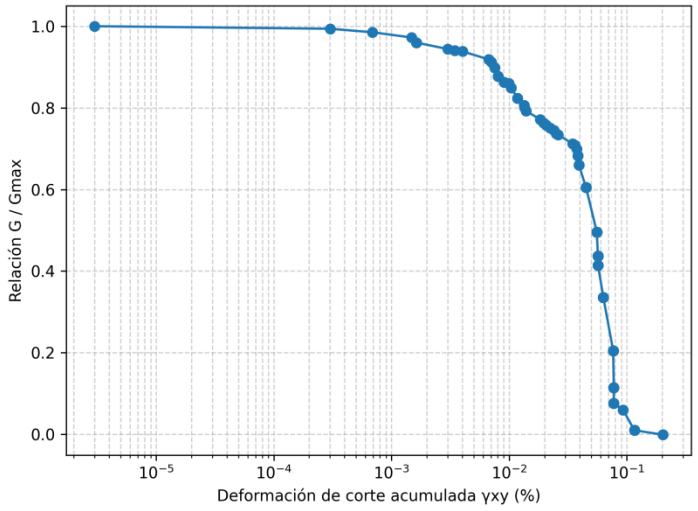

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

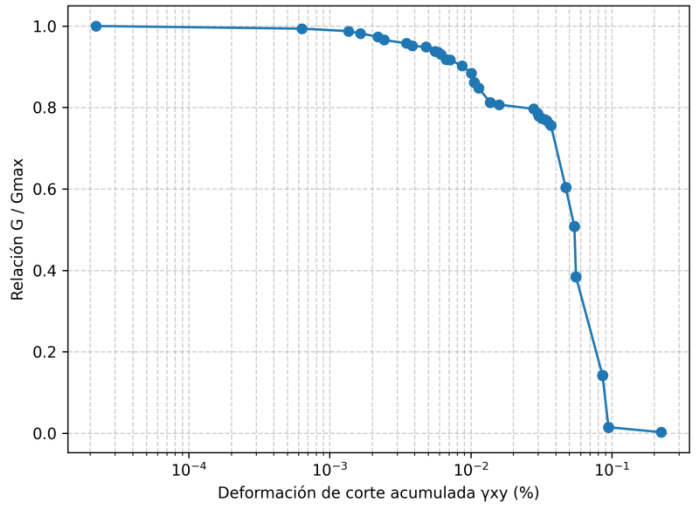

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

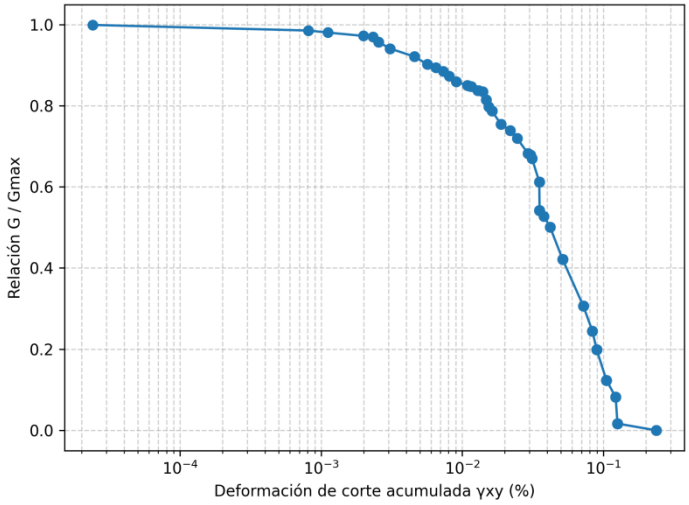

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

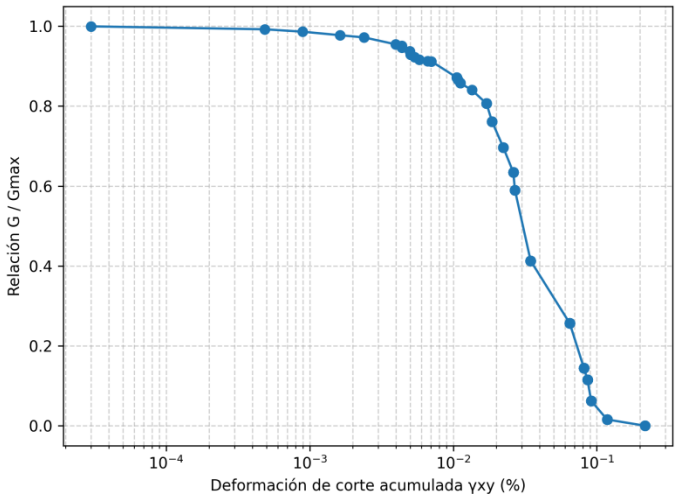

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

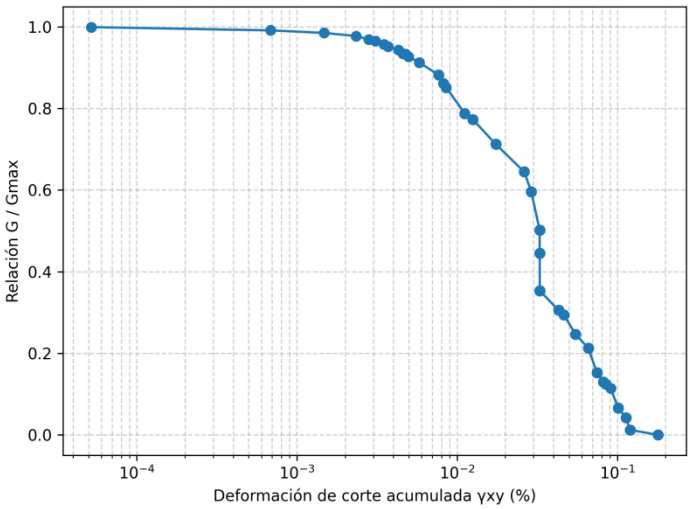

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

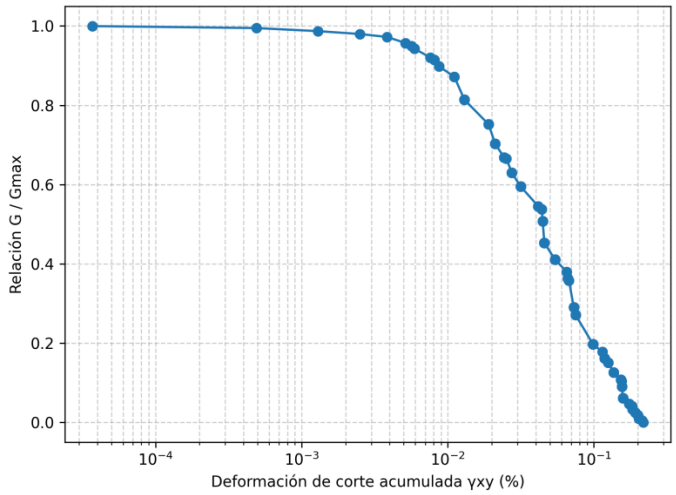

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

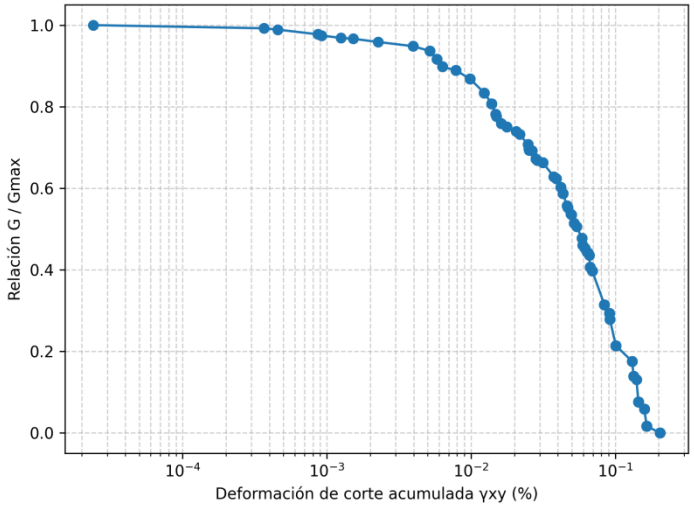

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

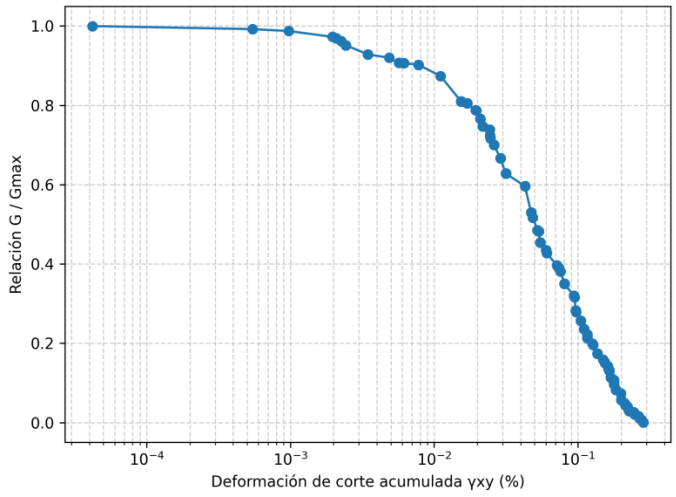

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

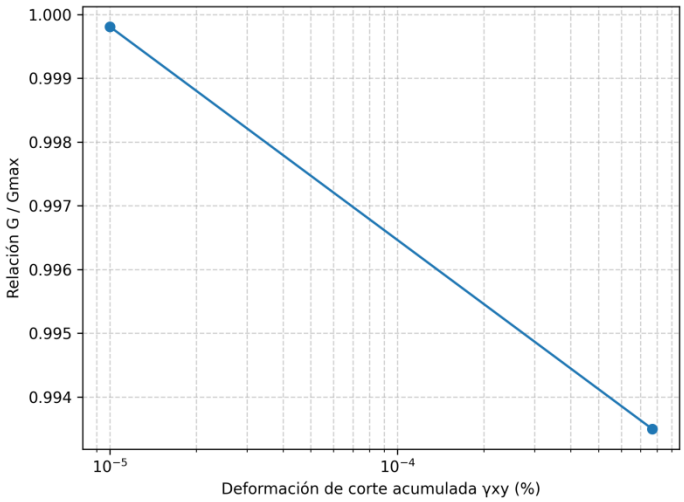

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

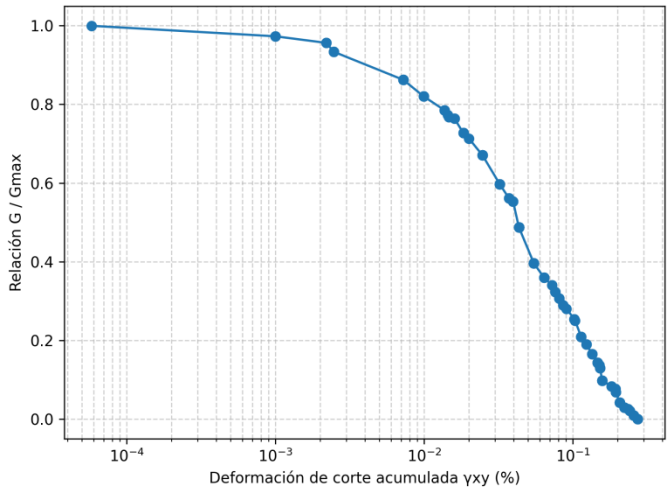

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

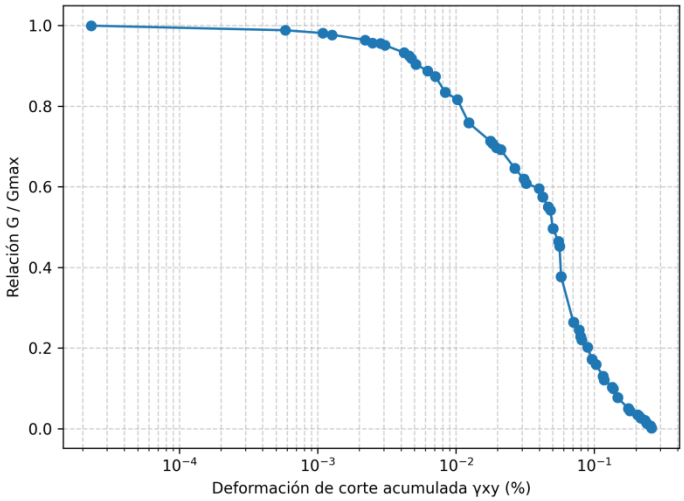

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

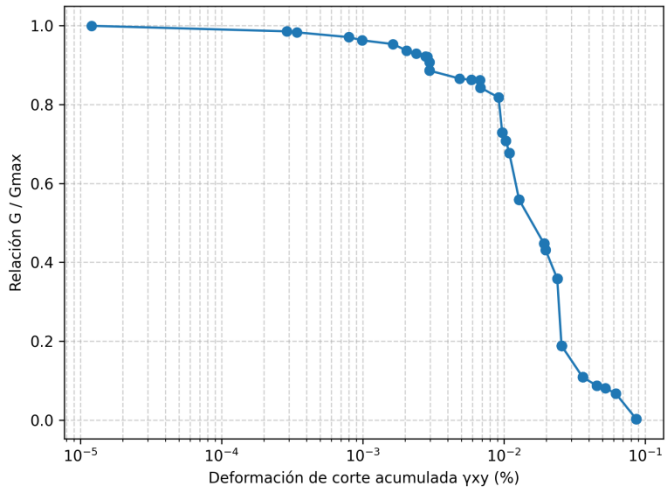

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

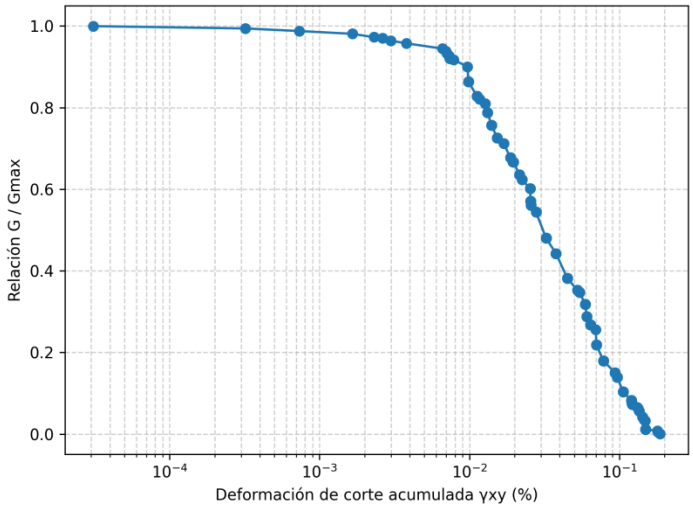

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

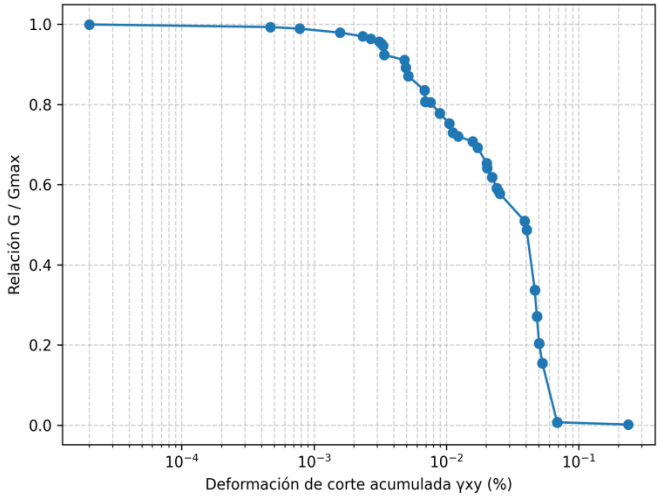

1.000
0.999
0.998
0.997
0.996
0.995
0.994
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

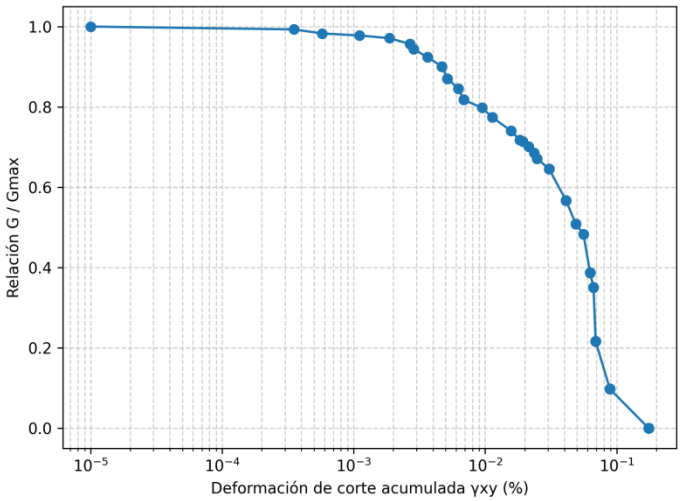

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

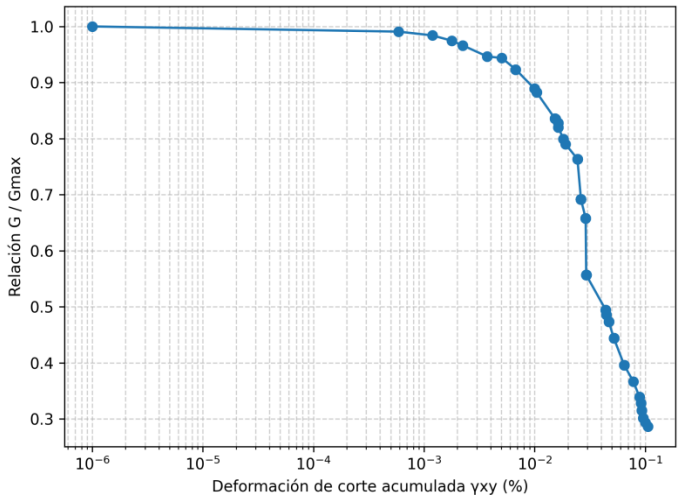

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

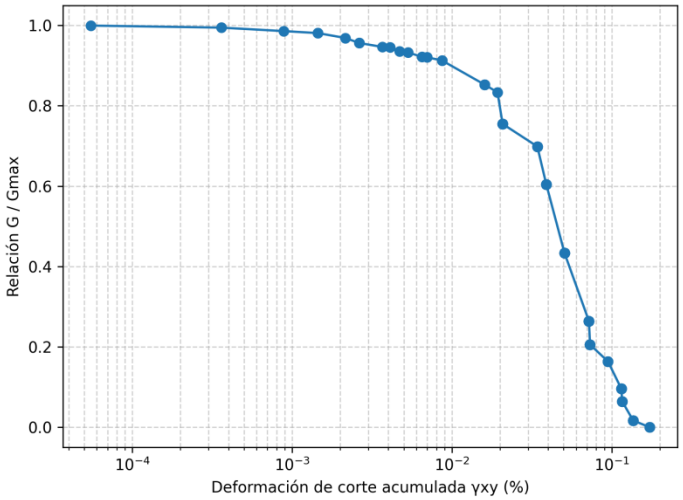

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

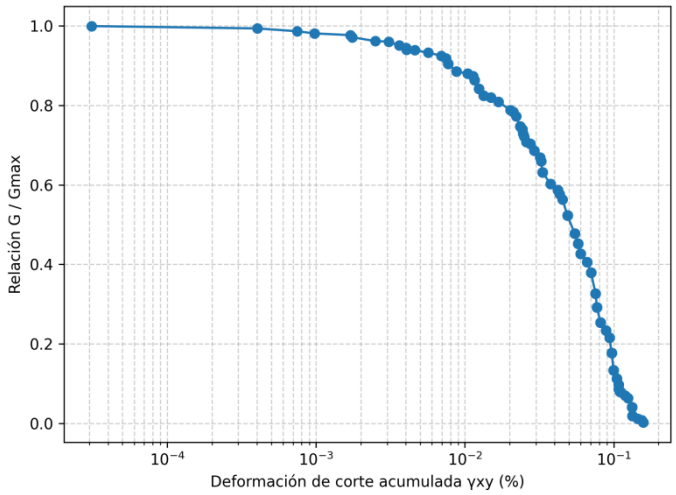

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

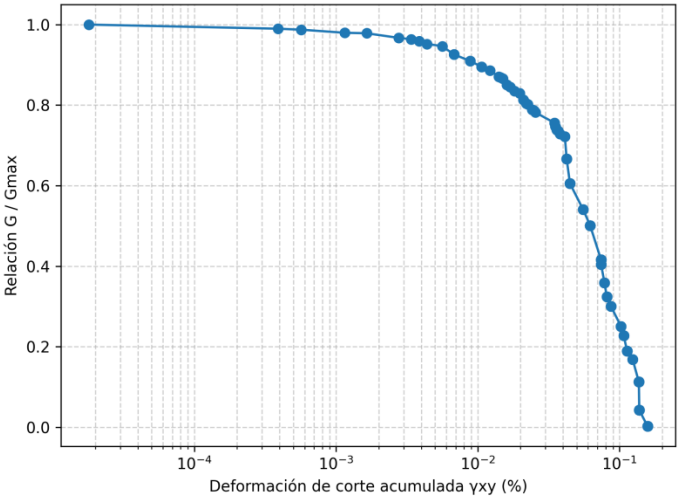

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

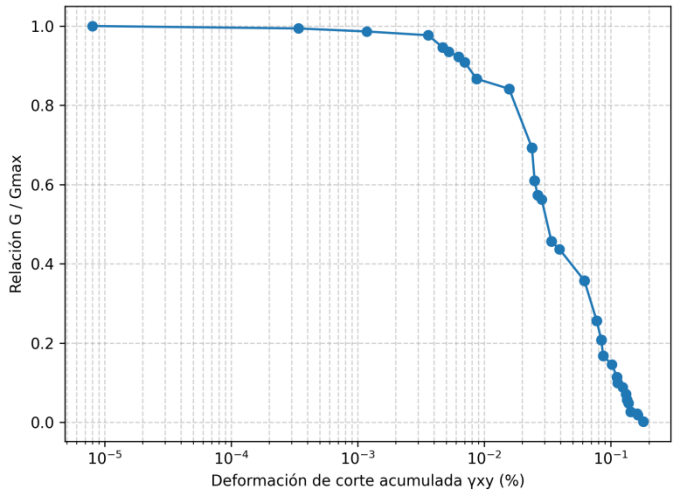

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

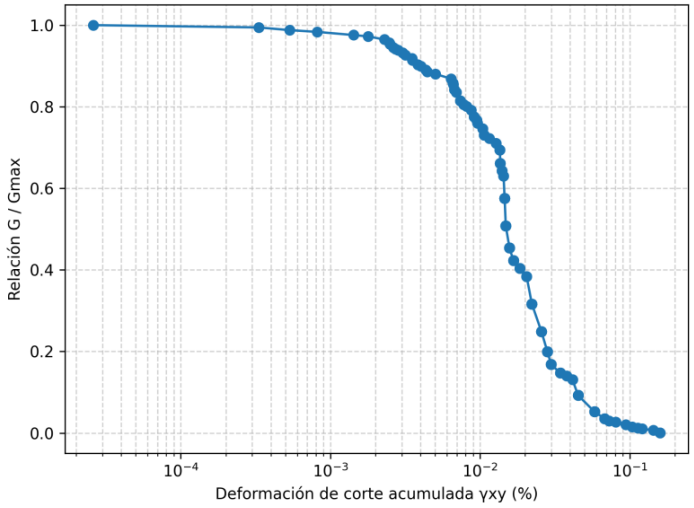

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

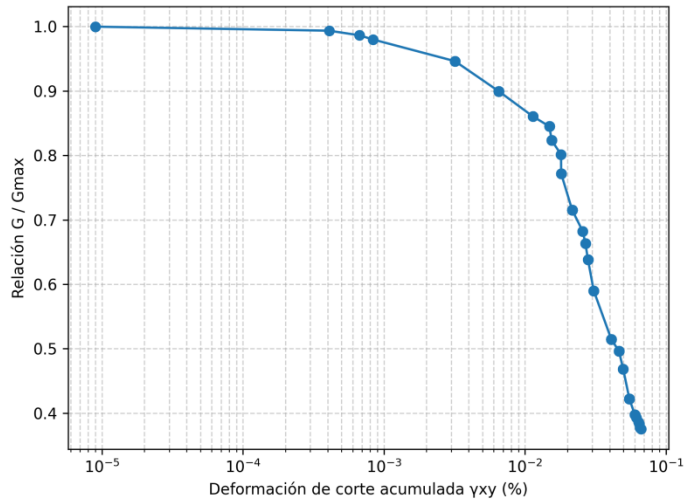

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

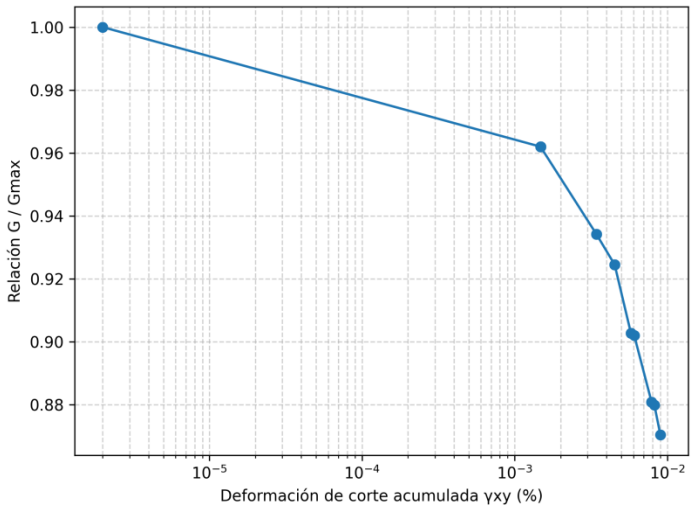

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

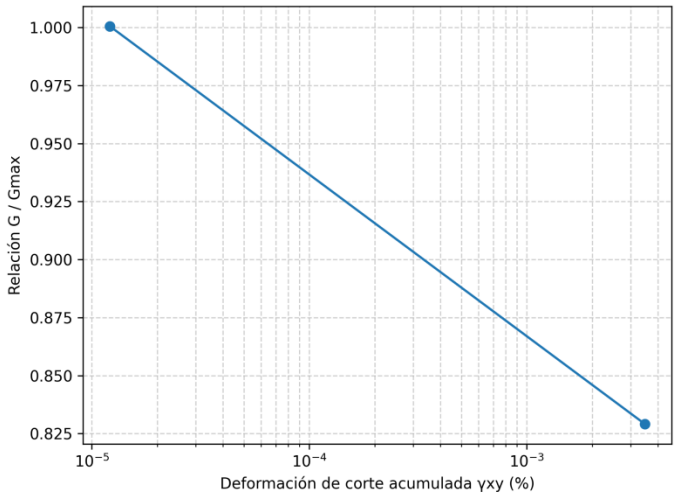

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

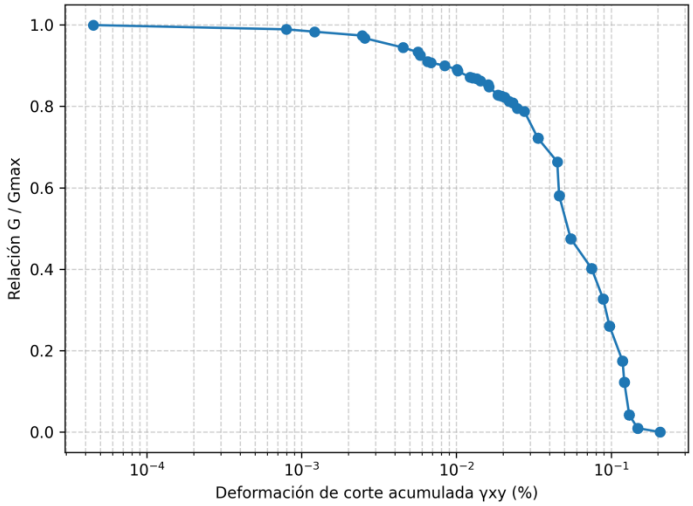

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

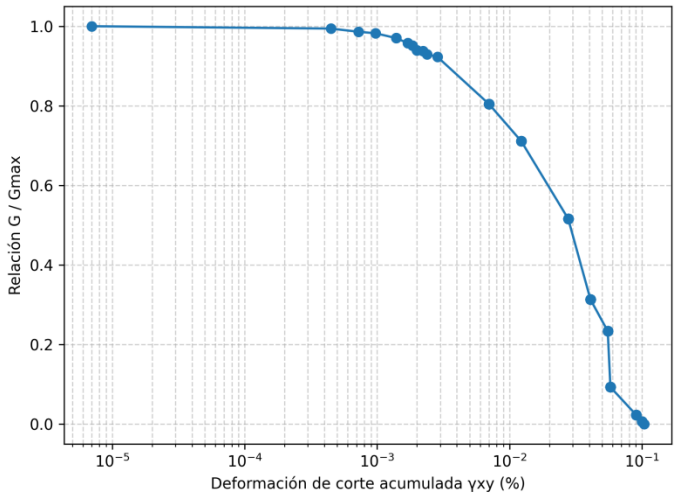

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

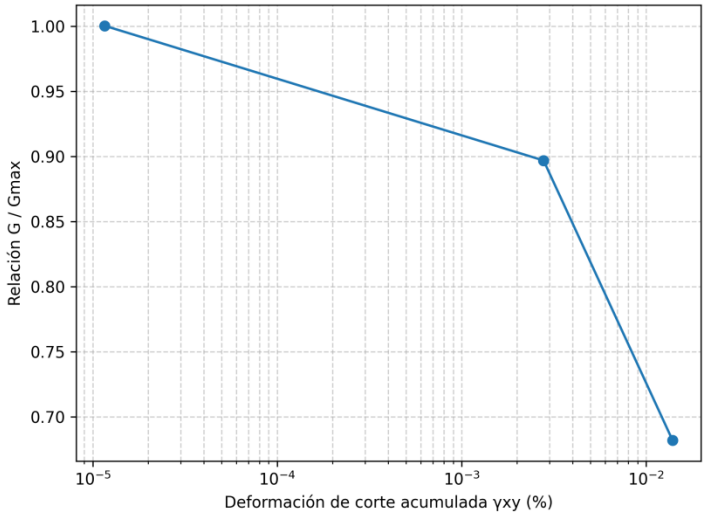

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

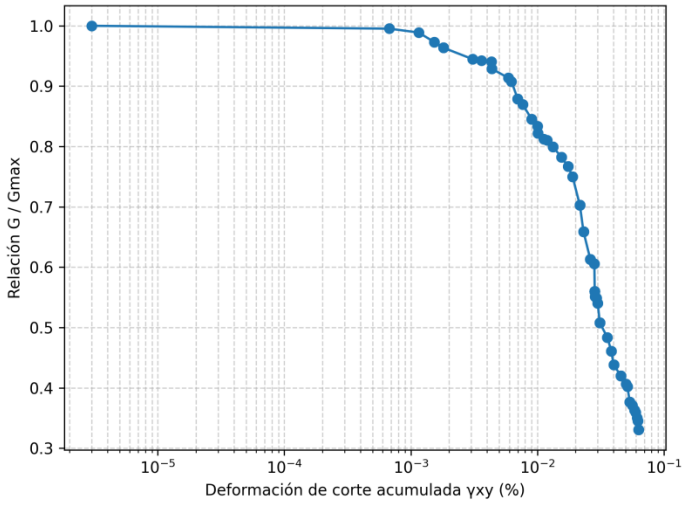

Relación G / Gmax
1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

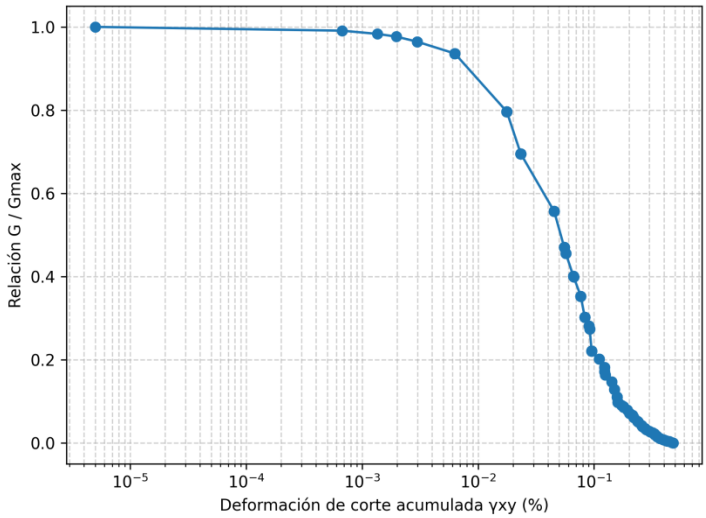

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

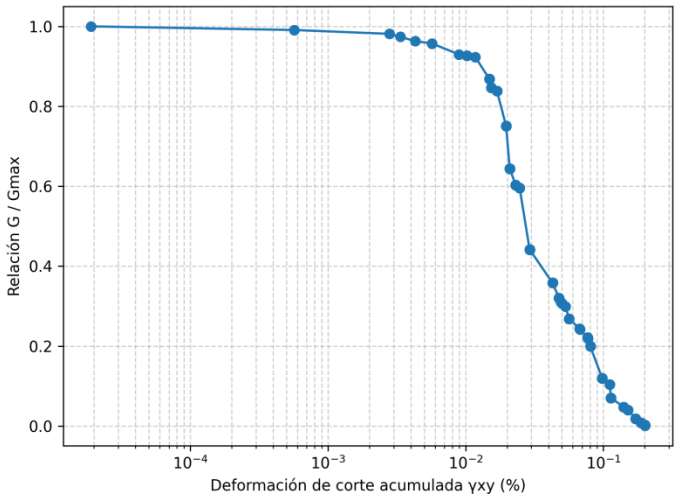

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

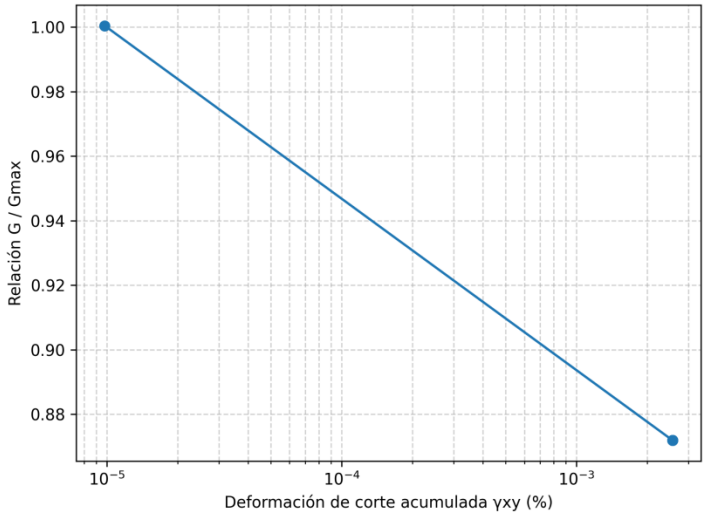

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

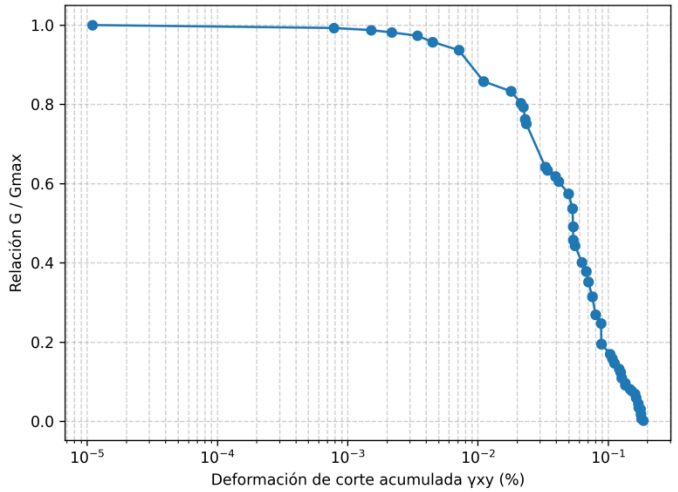

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

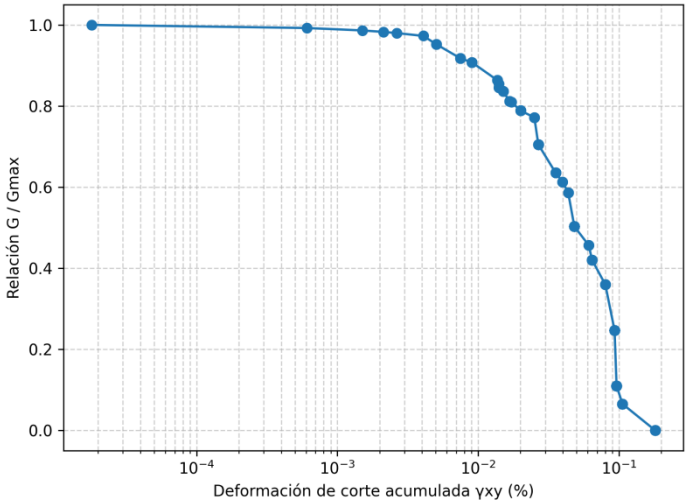

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

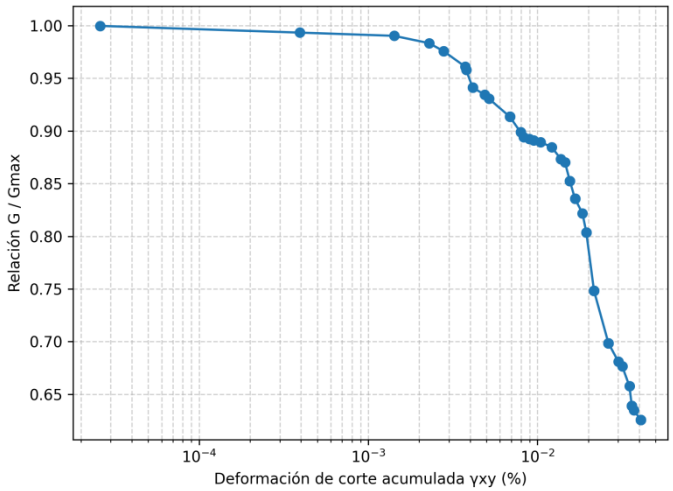

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

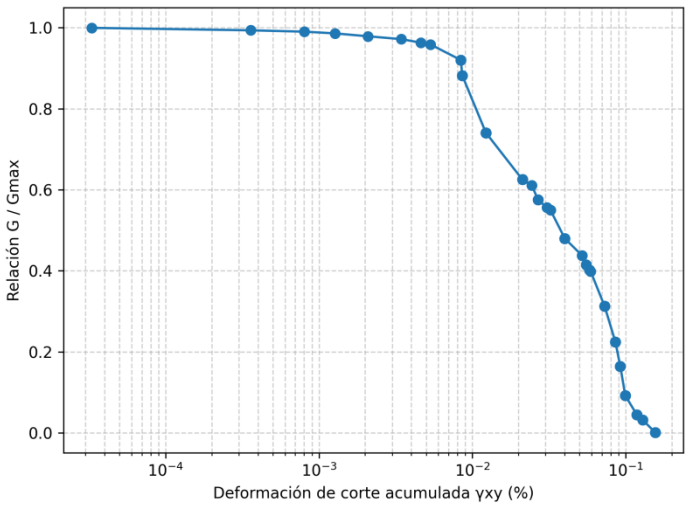

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

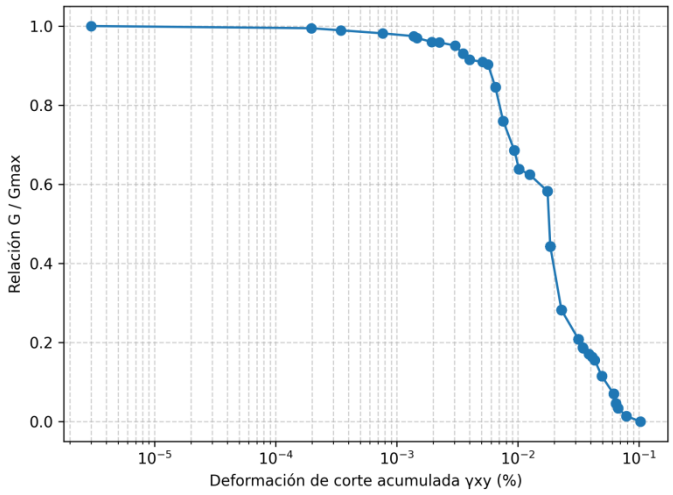

Relación G / Gmax
1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

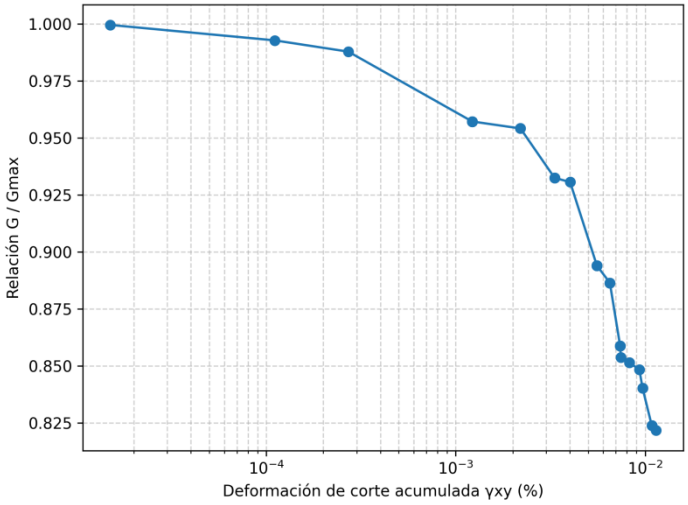

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

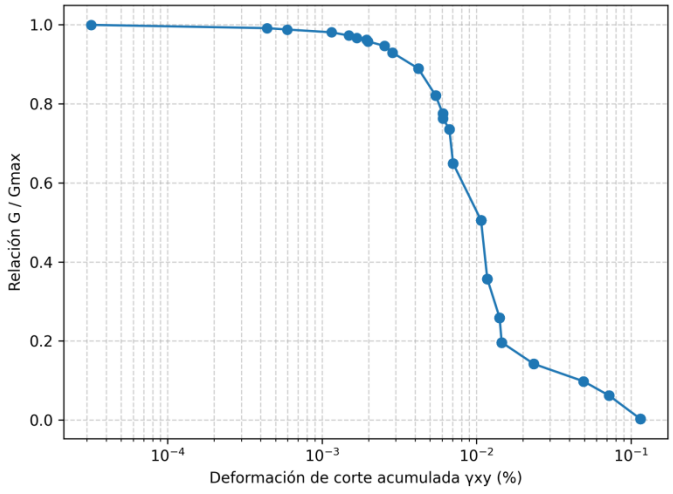

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

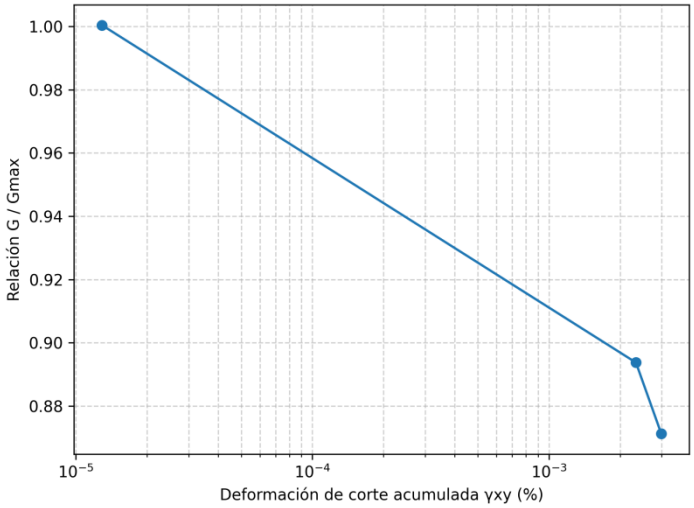

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

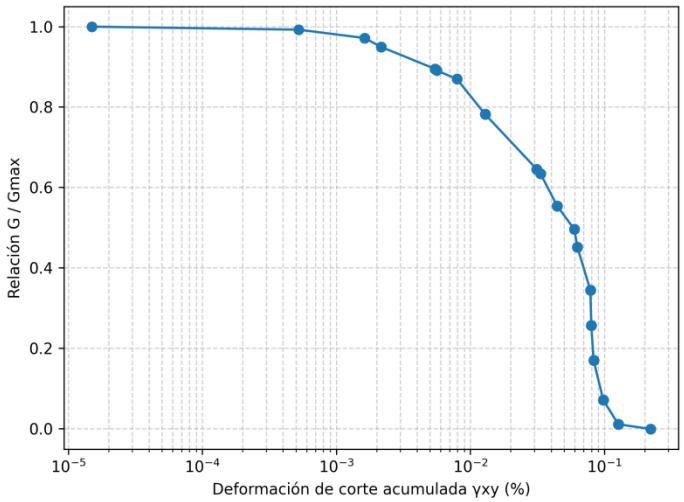

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

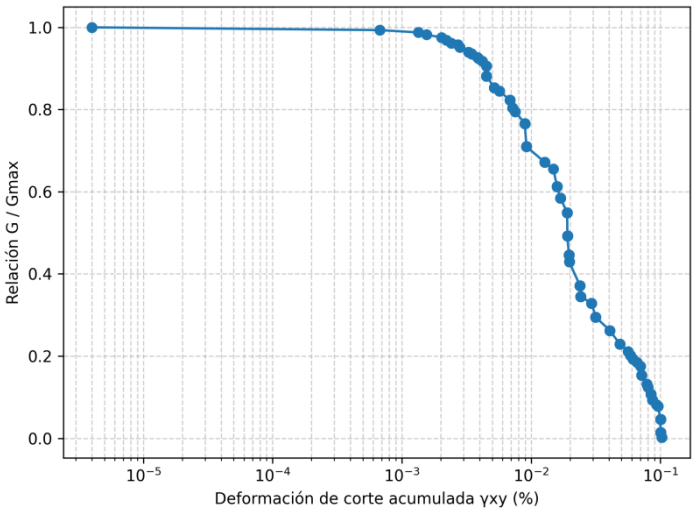

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

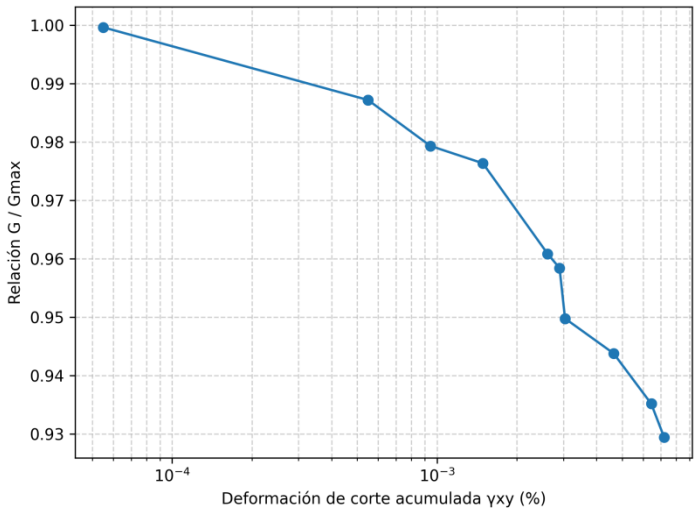

Relación G / Gmax
1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

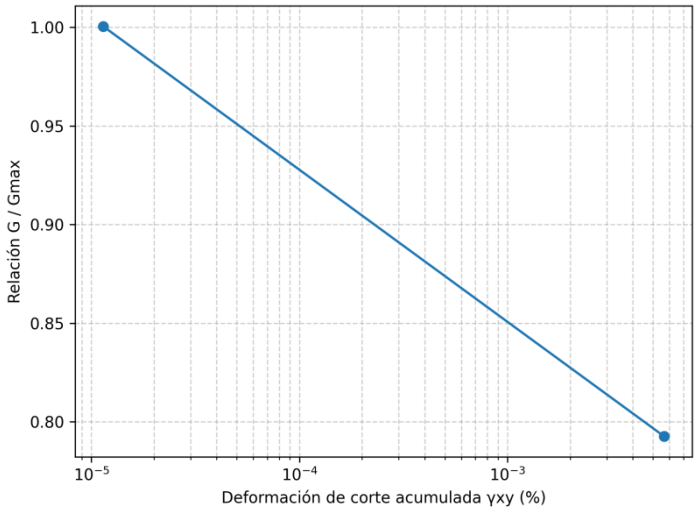

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

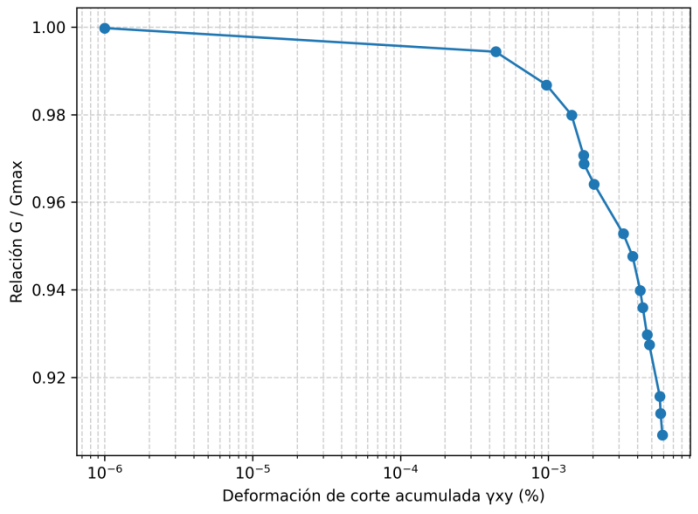

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

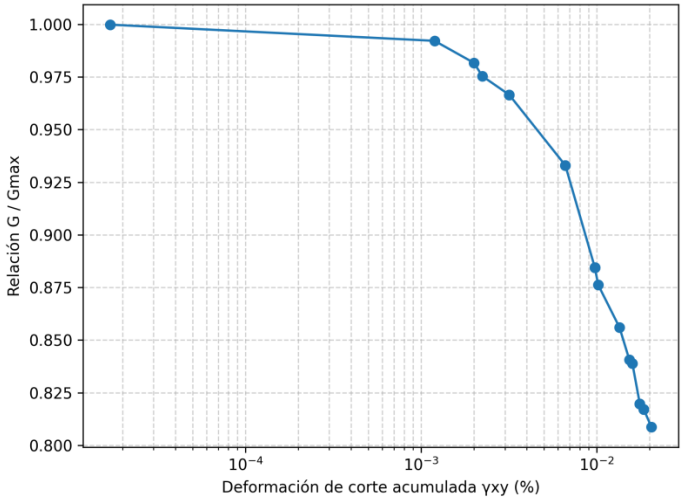

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

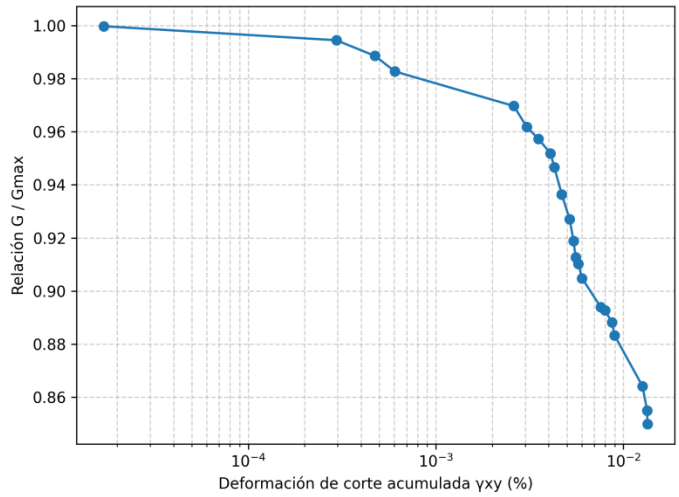

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

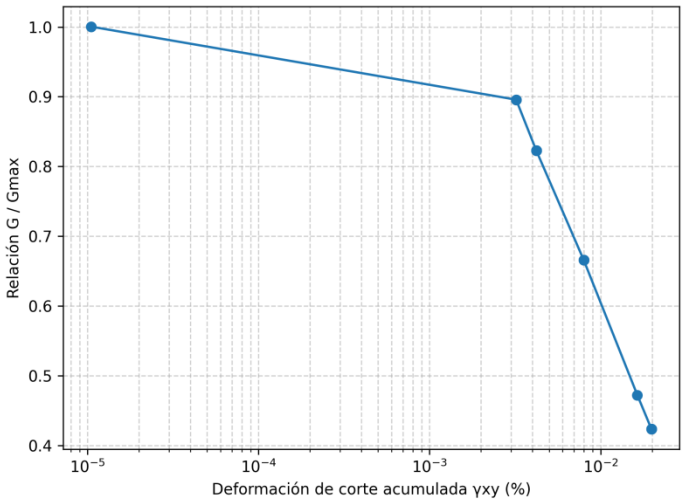

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
0.95
0.94
0.93
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

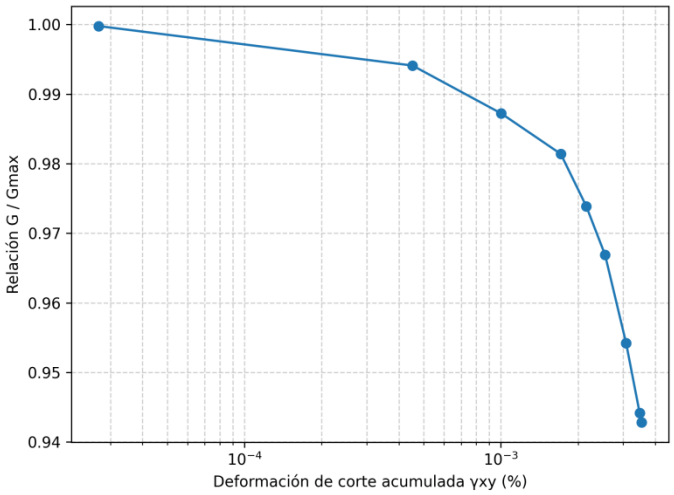

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

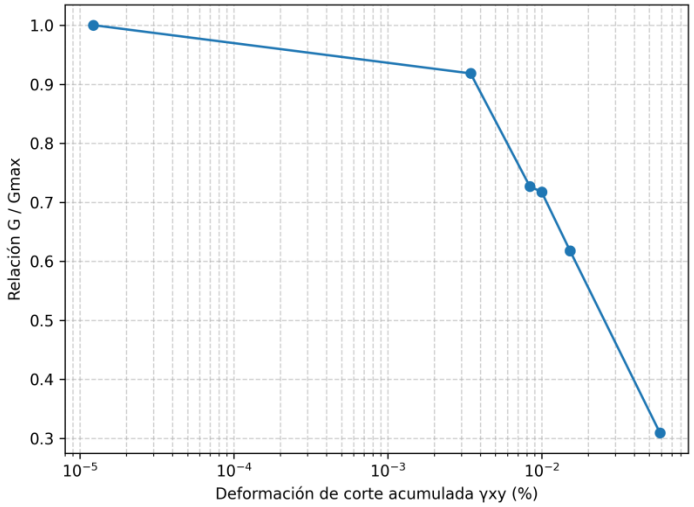

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
Relación G / Gmax
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

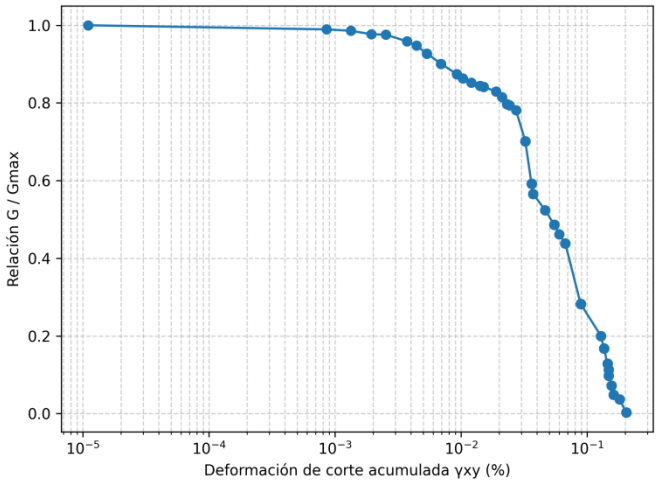

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
0.800
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

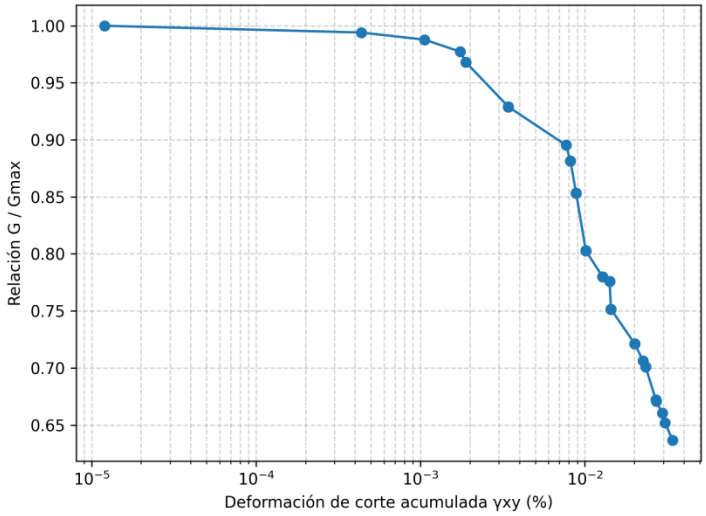

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
0.86
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

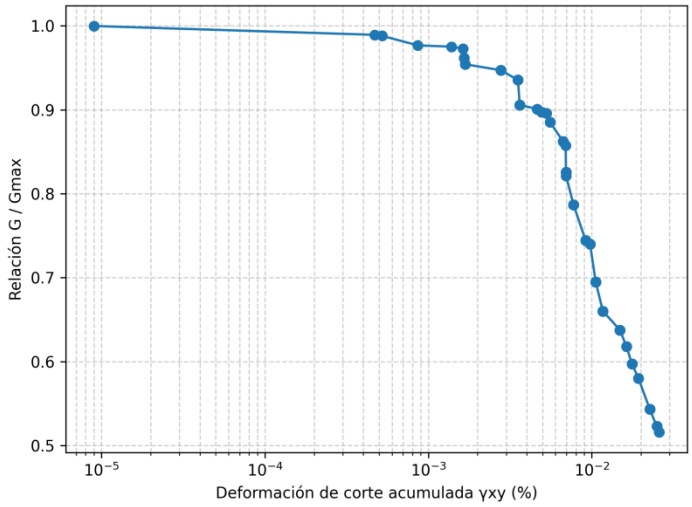

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

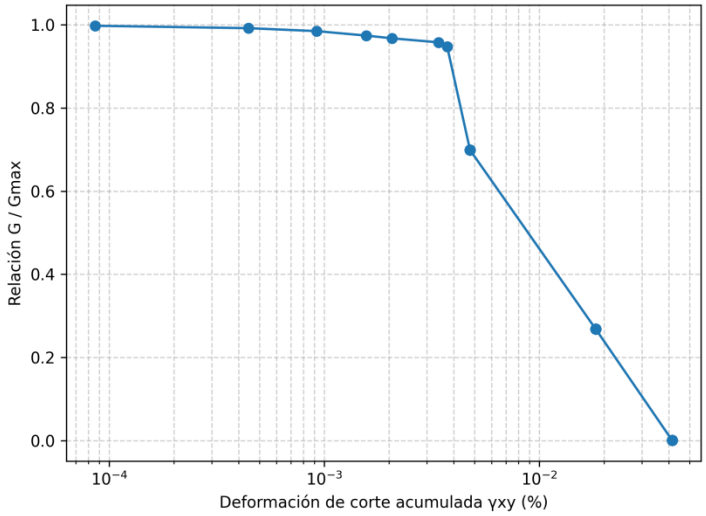

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
0.95
0.94
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

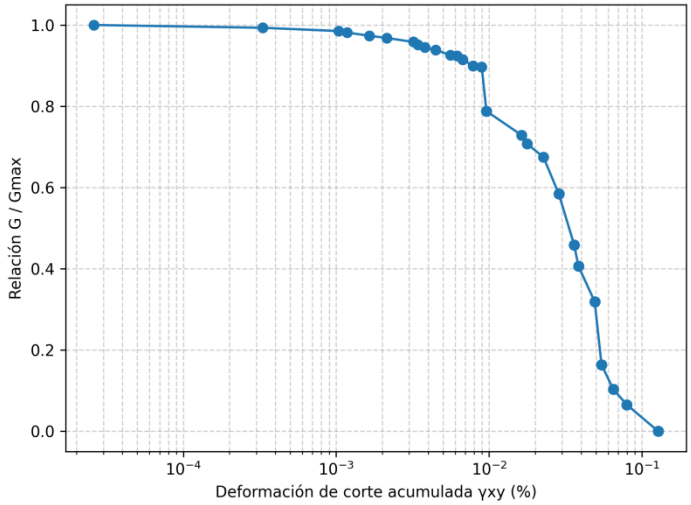

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

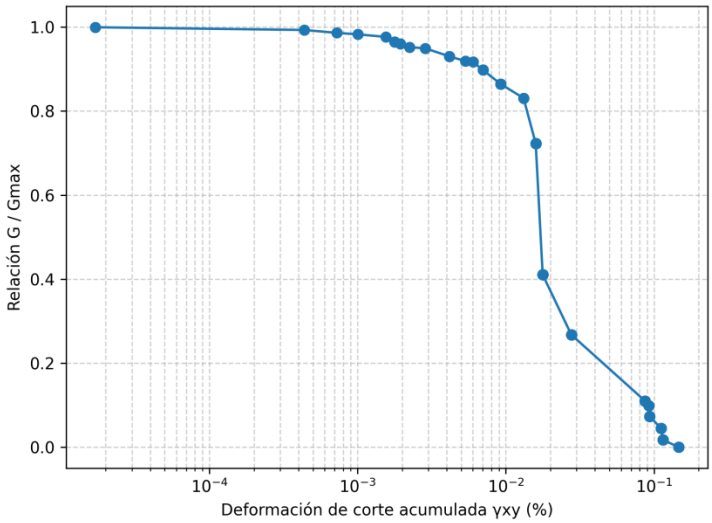

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

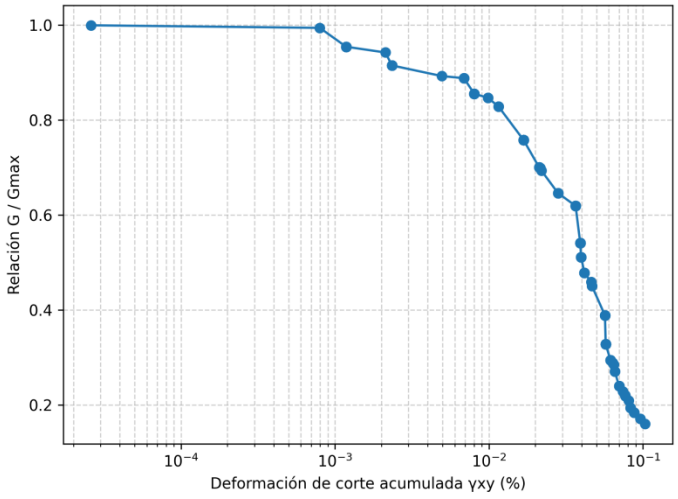

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

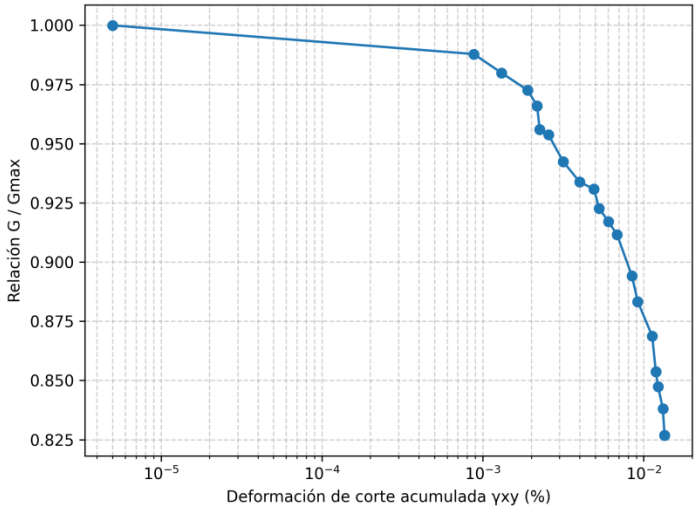

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

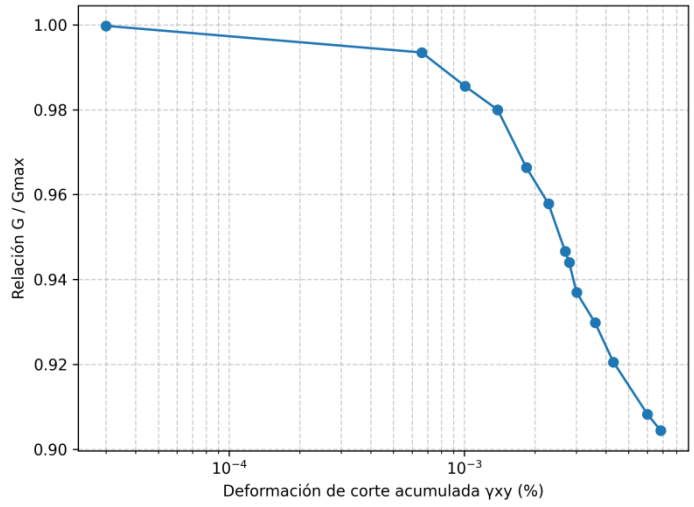

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

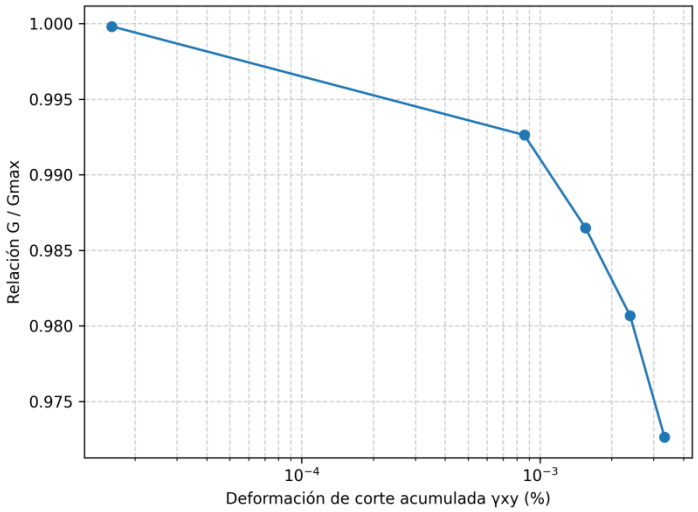

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

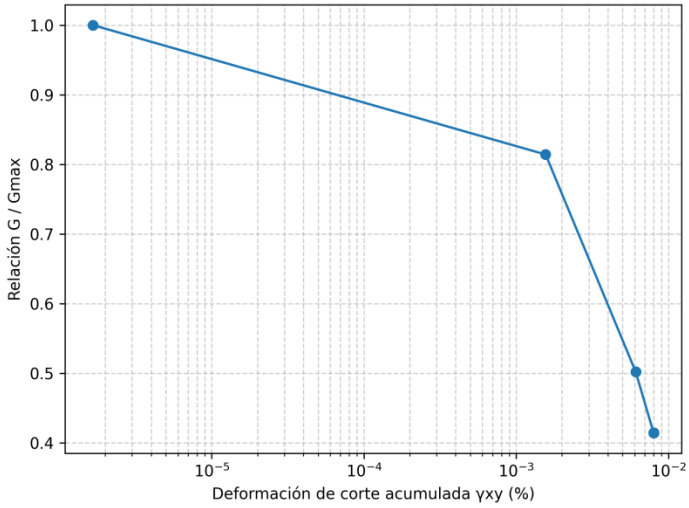

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

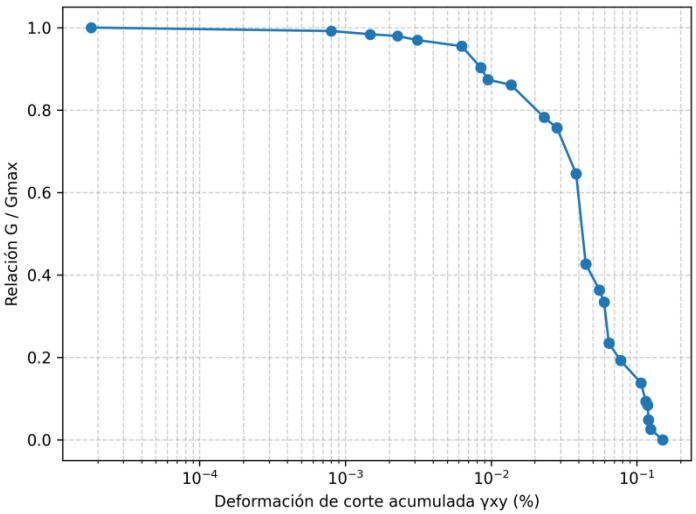

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

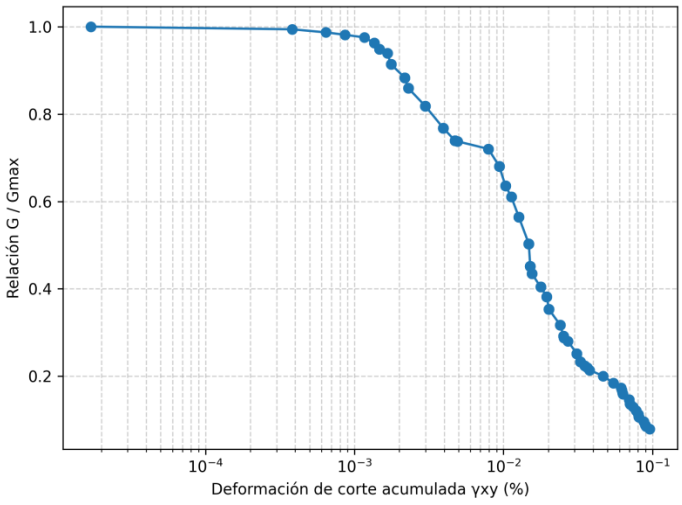

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

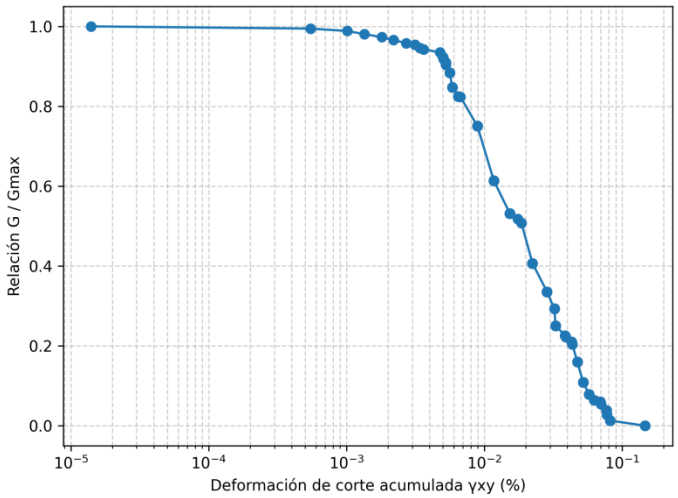

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

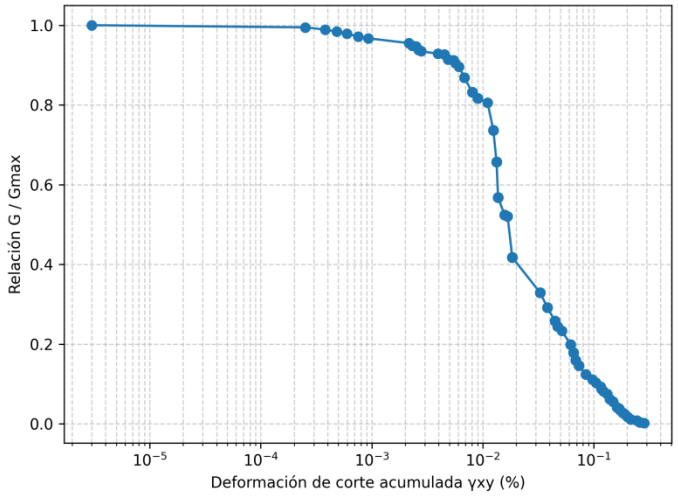

1.000
0.995
0.990
0.985
0.980
0.975
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

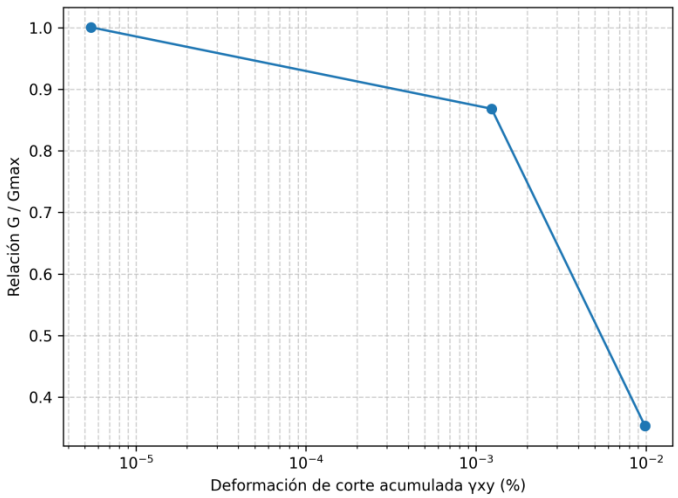

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

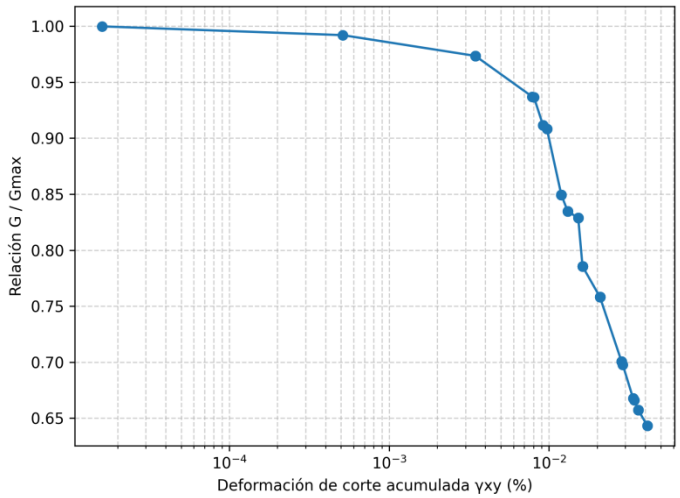

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

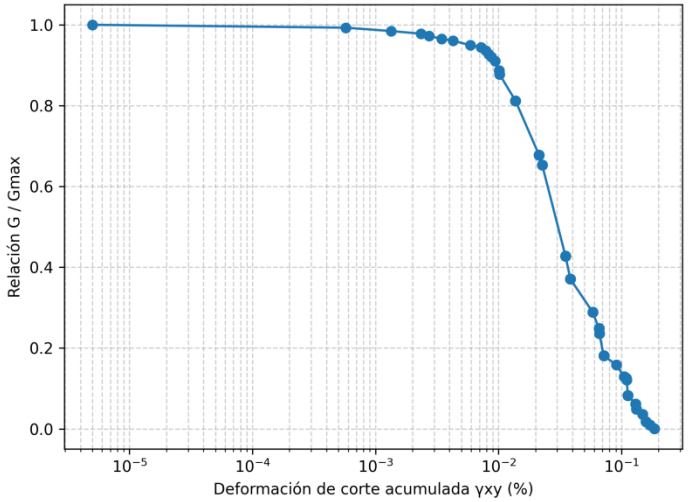

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

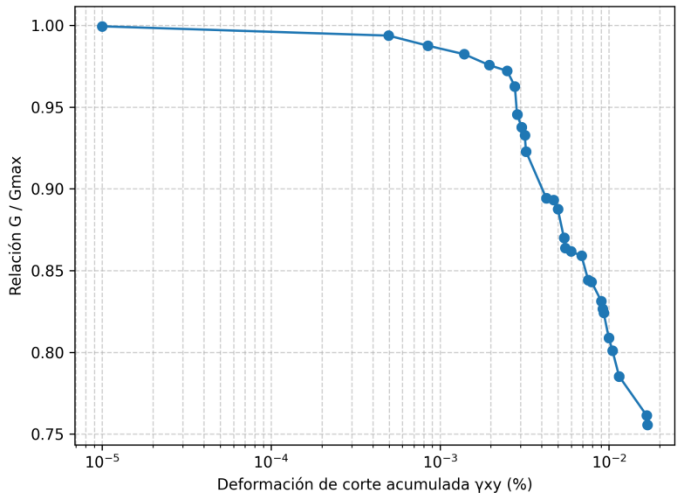

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

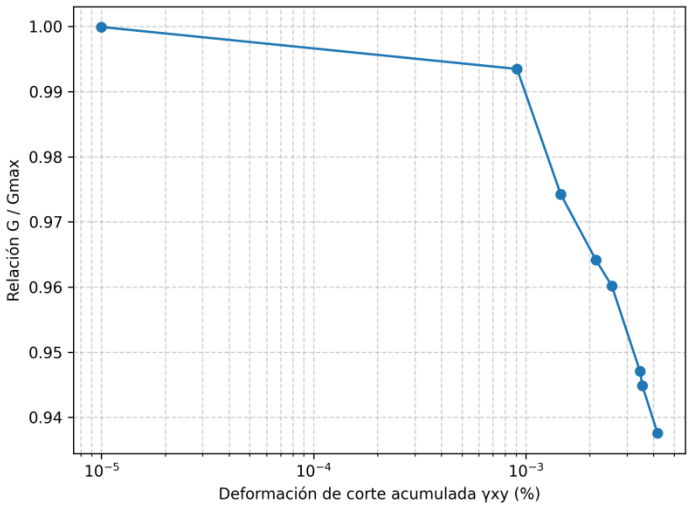

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

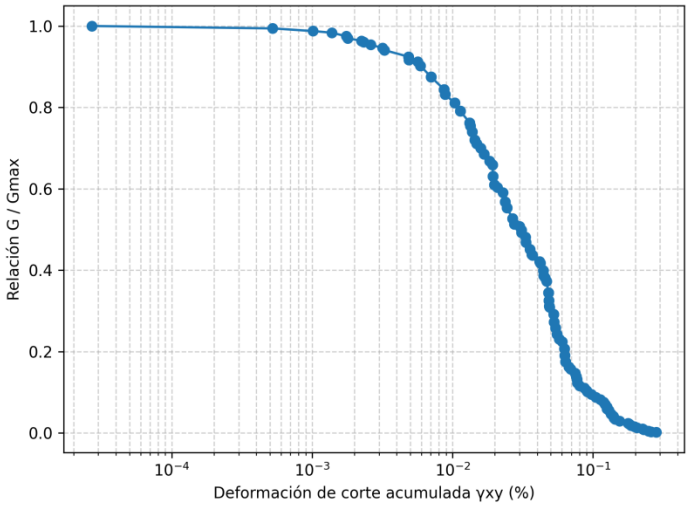

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

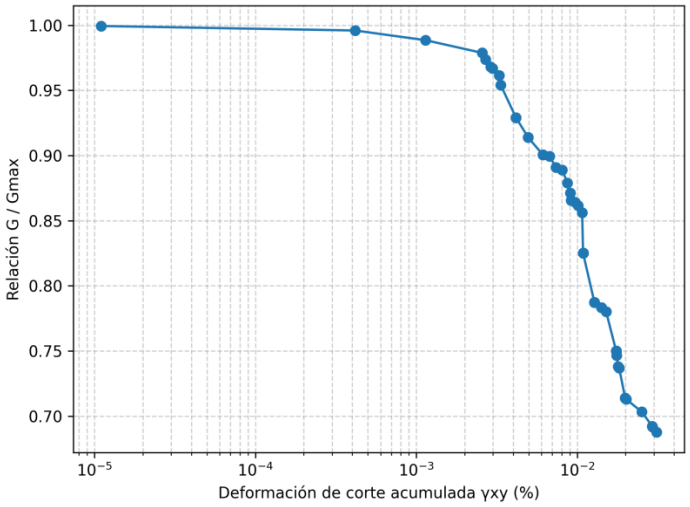

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

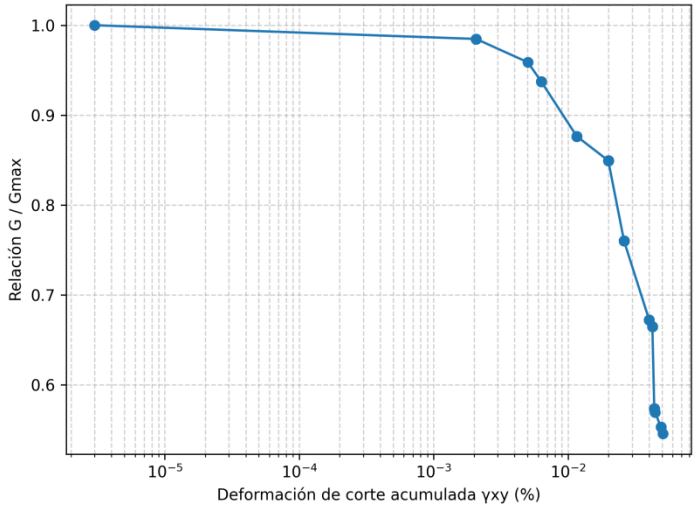

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

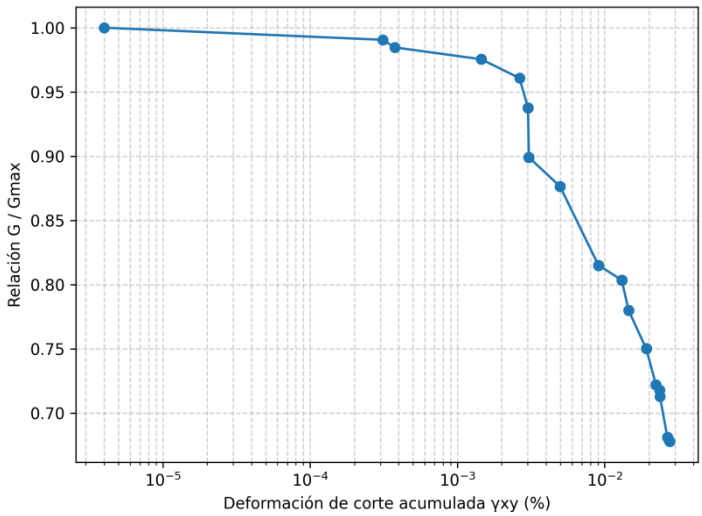

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

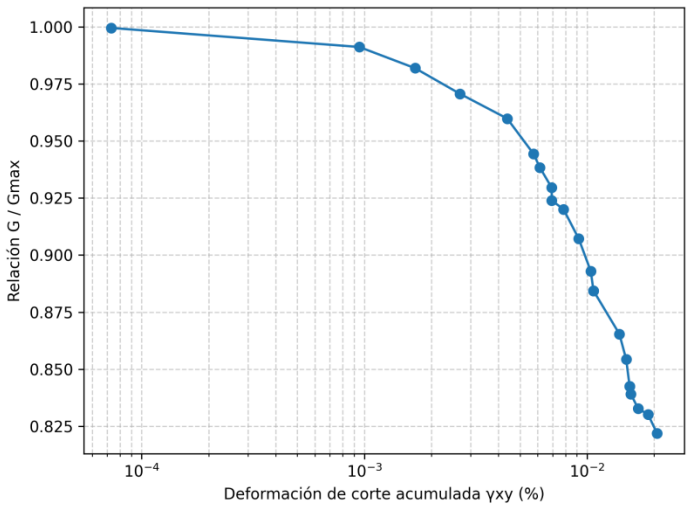

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
0.95
0.94
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

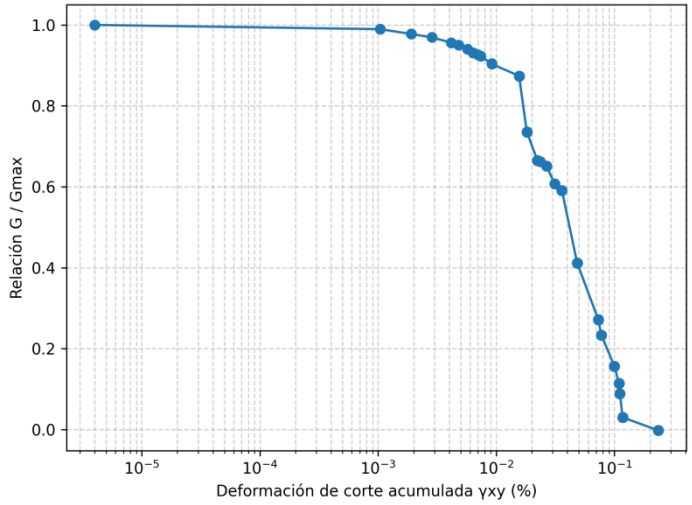

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

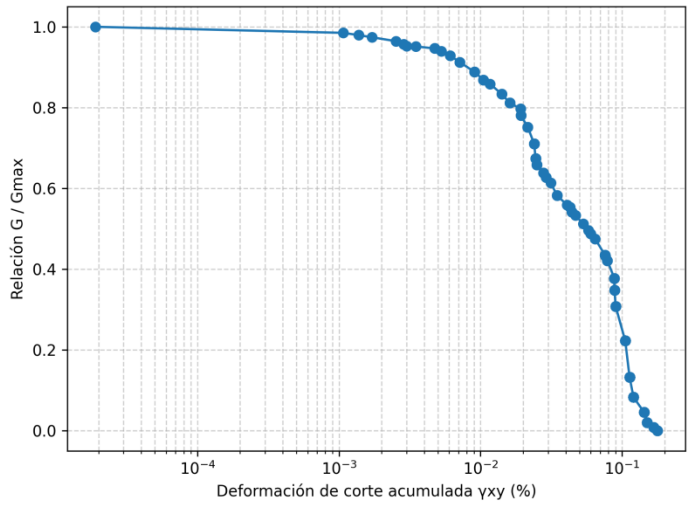

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

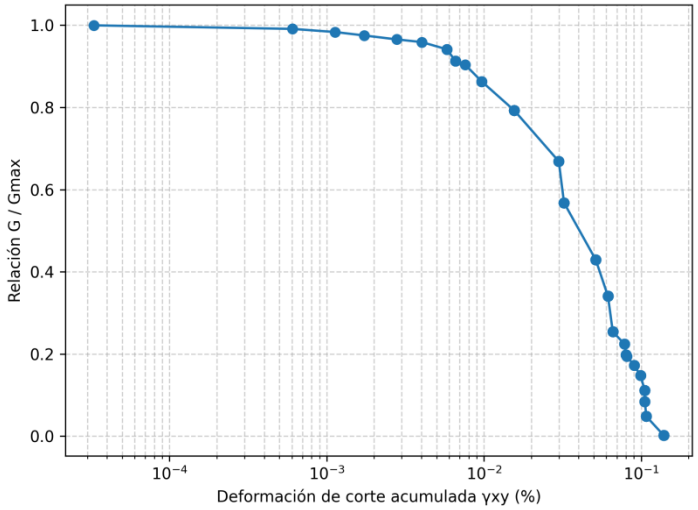

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

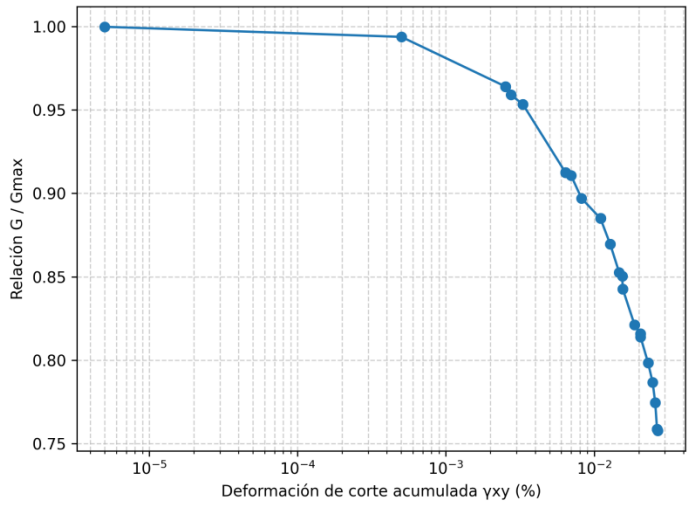

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

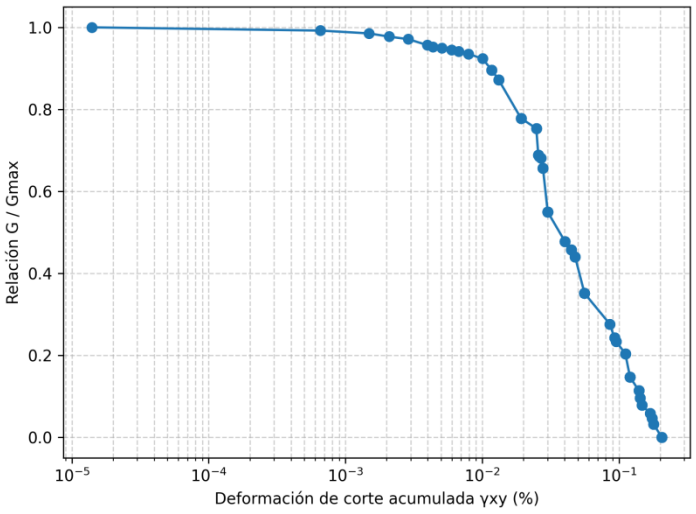

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

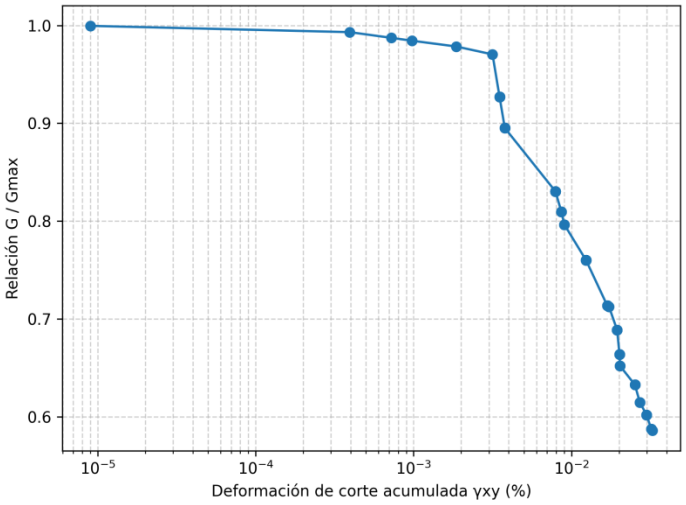

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

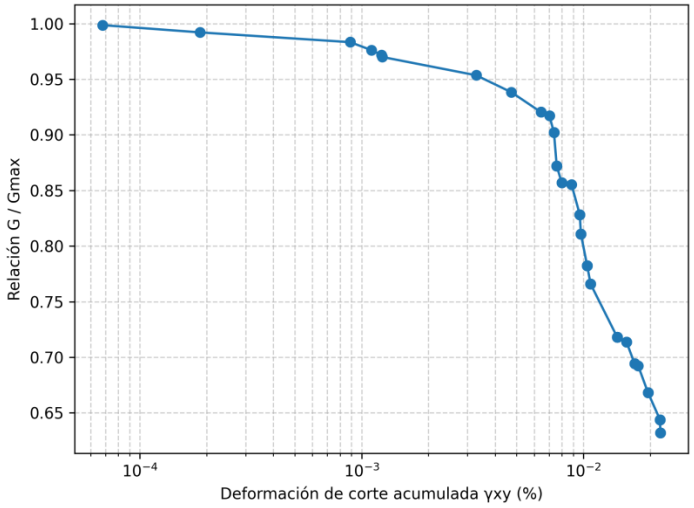

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

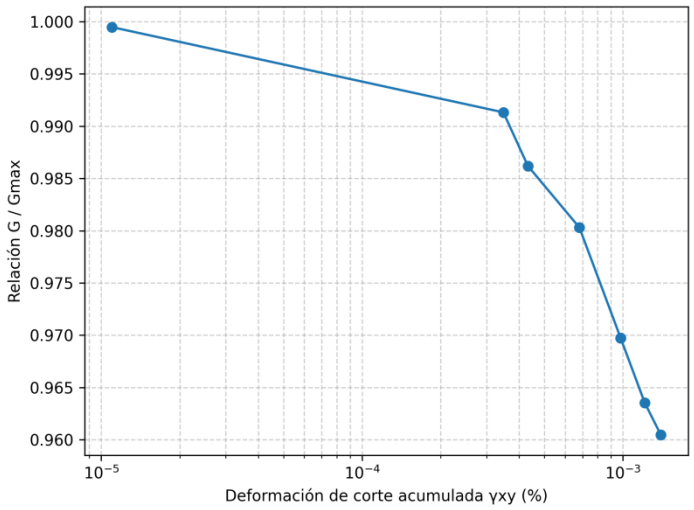

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

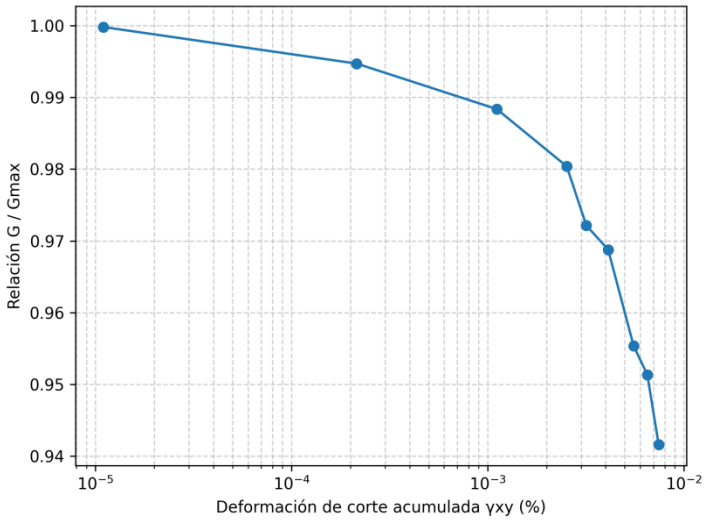

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

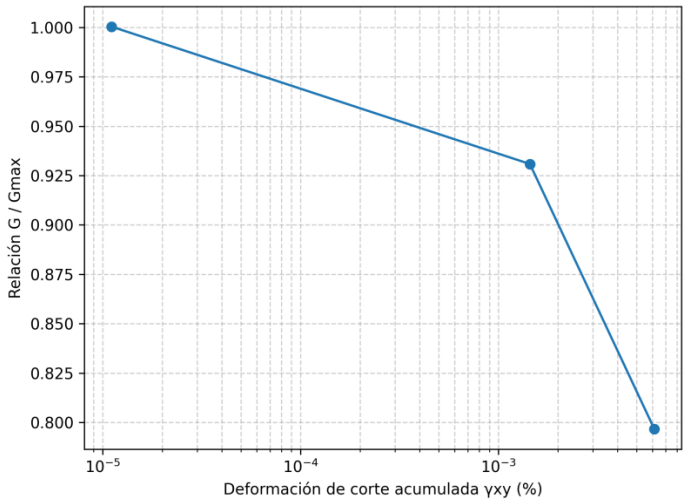

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

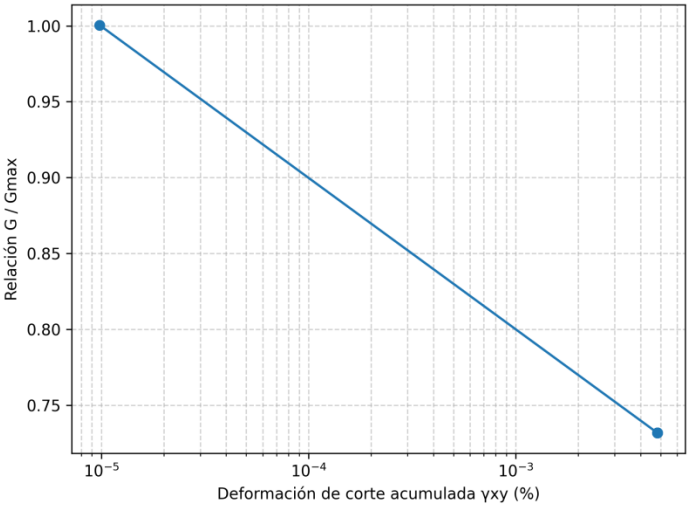

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

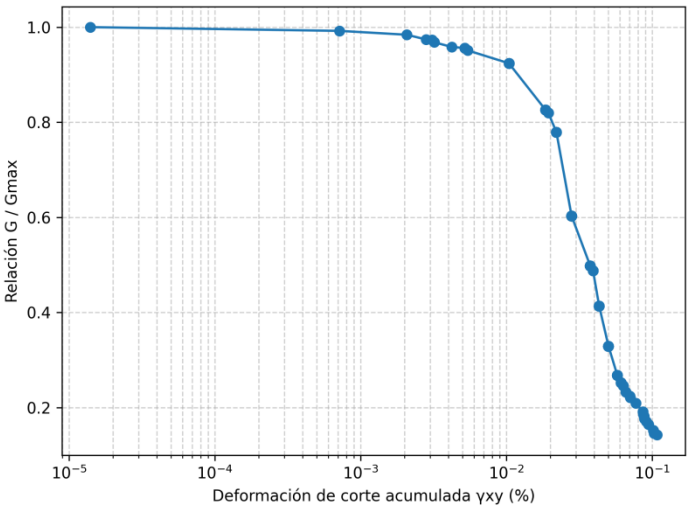

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

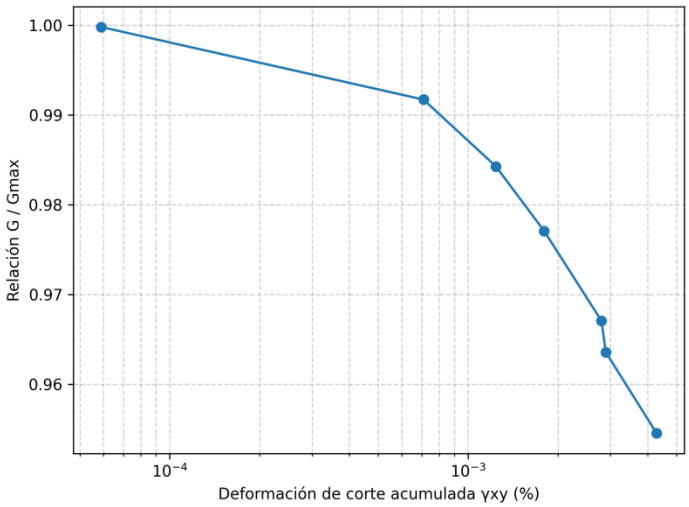

1.000
0.995
0.990
0.985
0.980
0.975
0.970
0.965
0.960
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

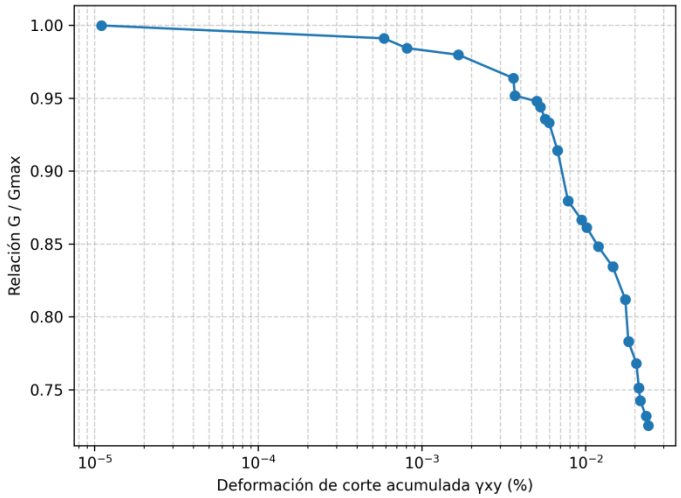

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
0.95
0.94
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

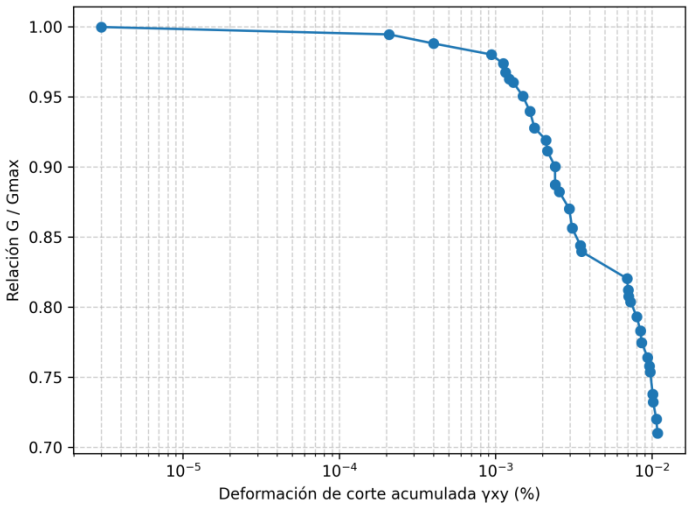

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
0.800
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

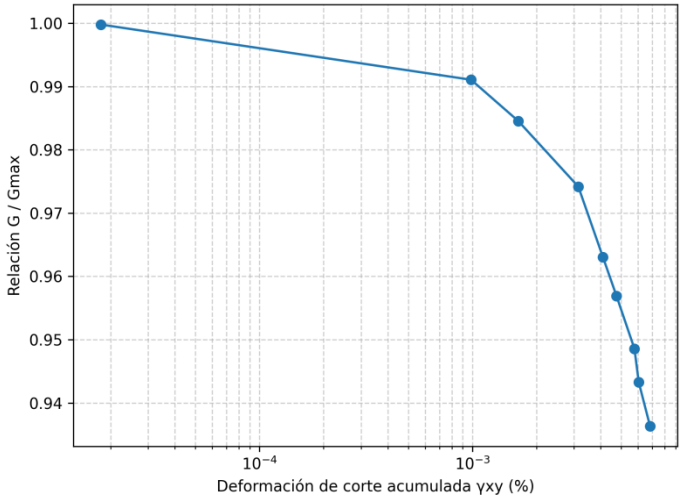

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

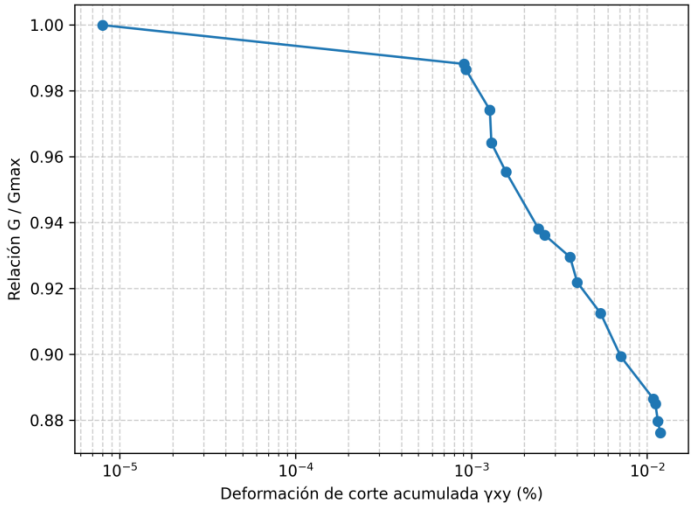

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

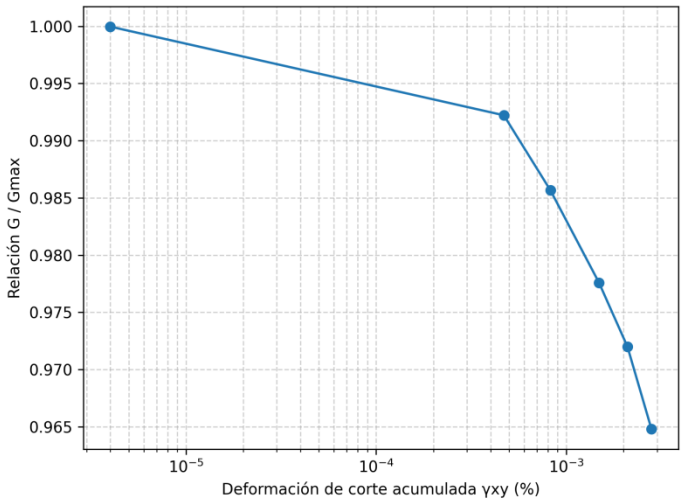

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

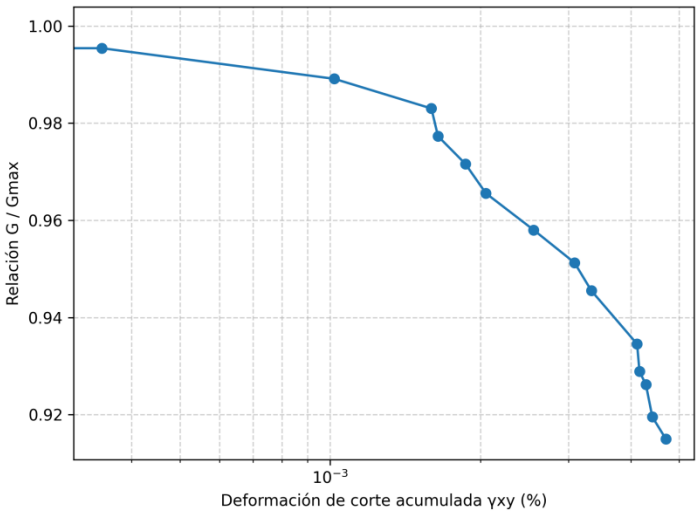

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

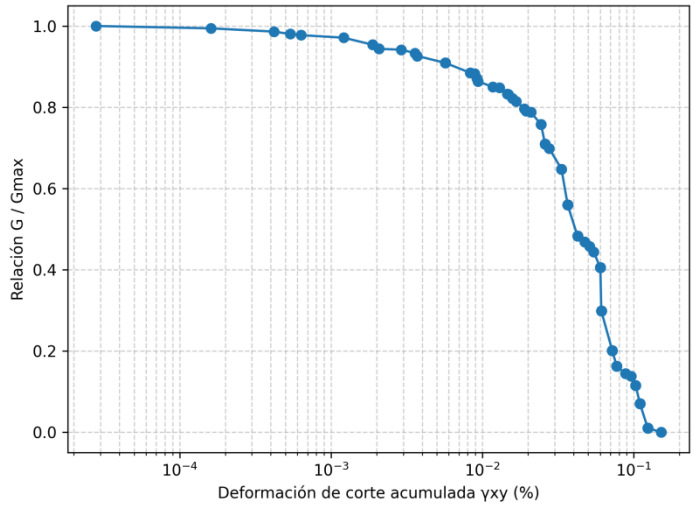

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

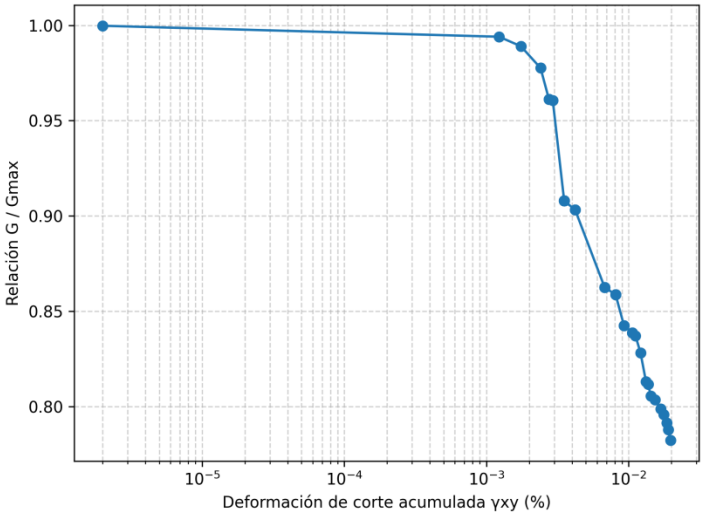

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
0.95
0.94
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

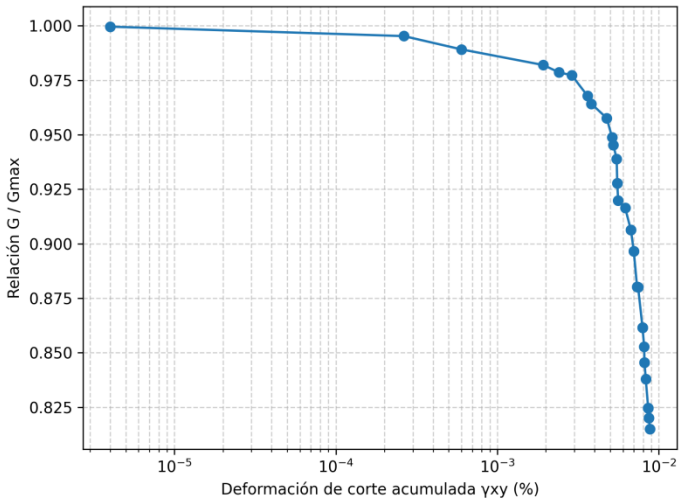

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

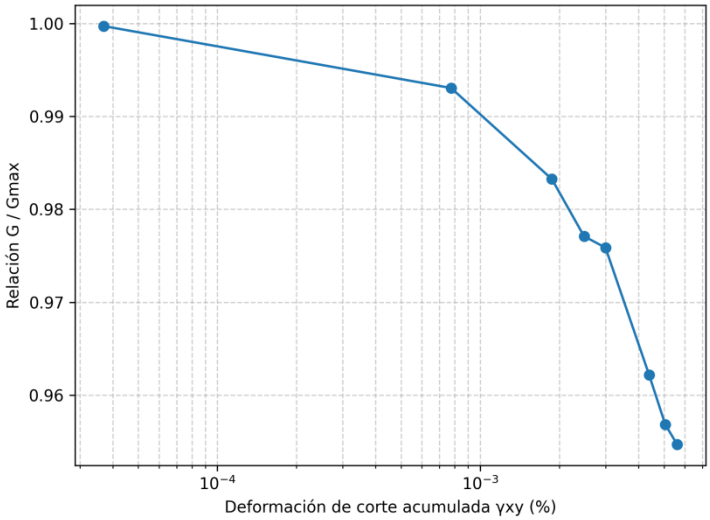

1.000
0.995
0.990
0.985
0.980
0.975
0.970
0.965
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

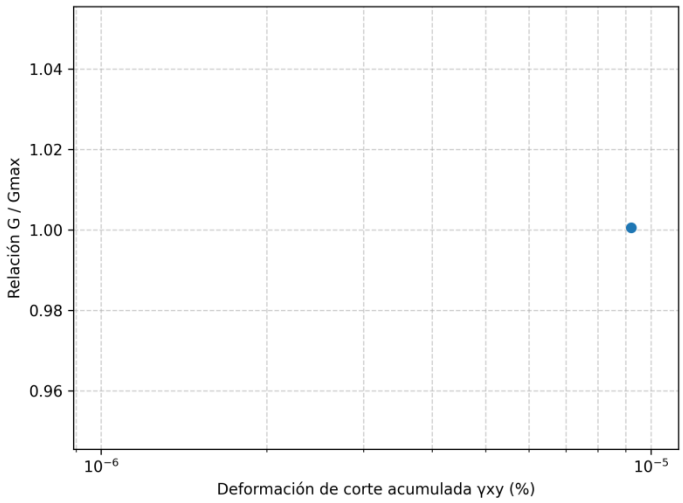

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
Relación G / Gmax
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

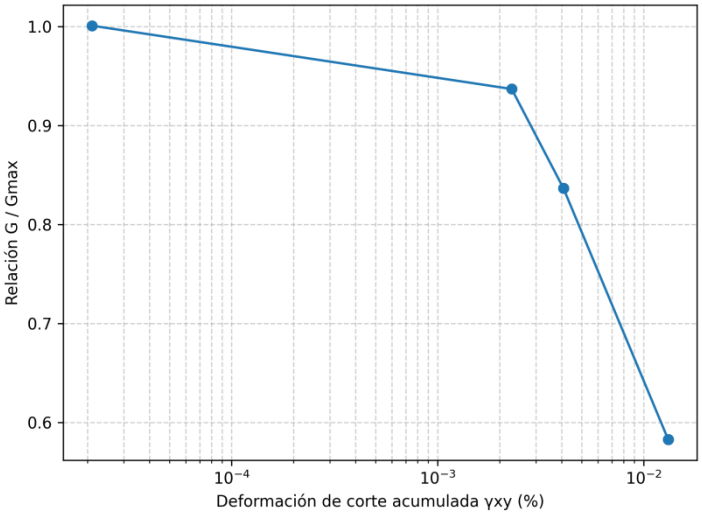

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

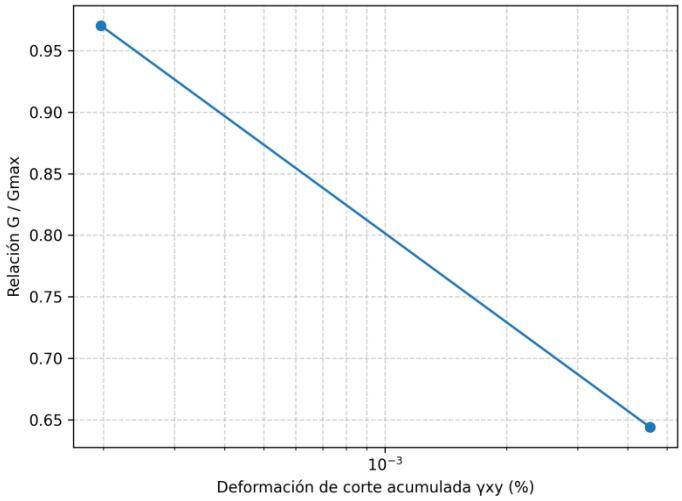

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

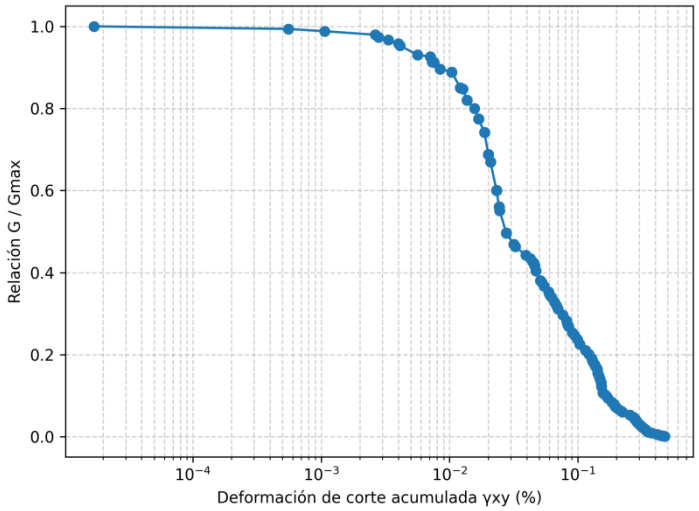

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

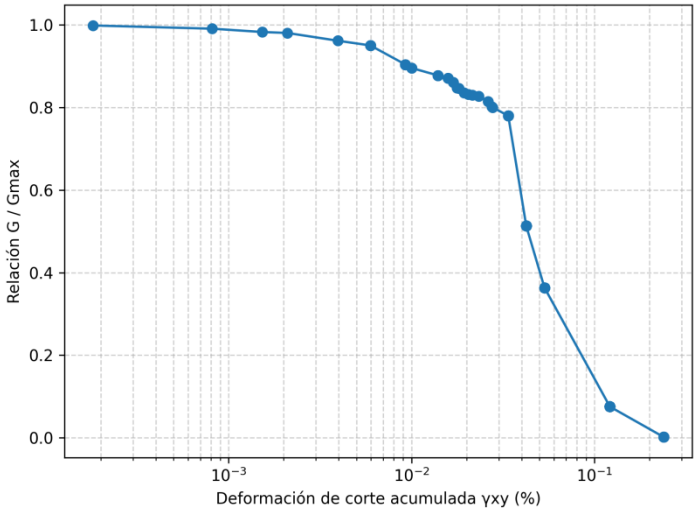

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

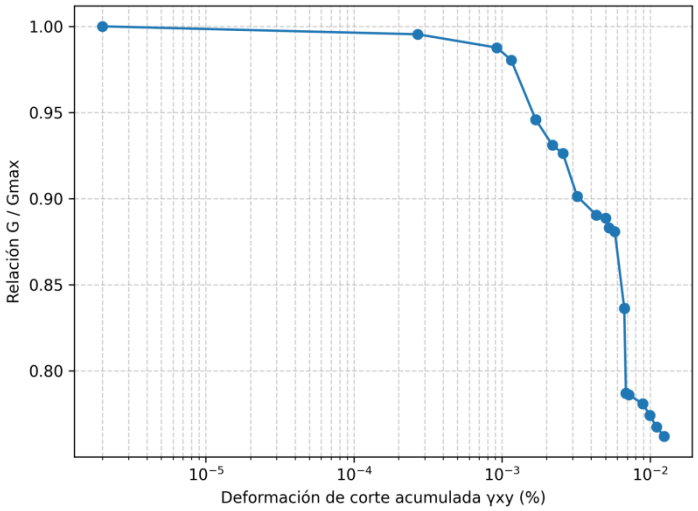

1.04
1.02
1.00
0.98
0.96
Relación G / Gmax
10^{-6}
10^{-5}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

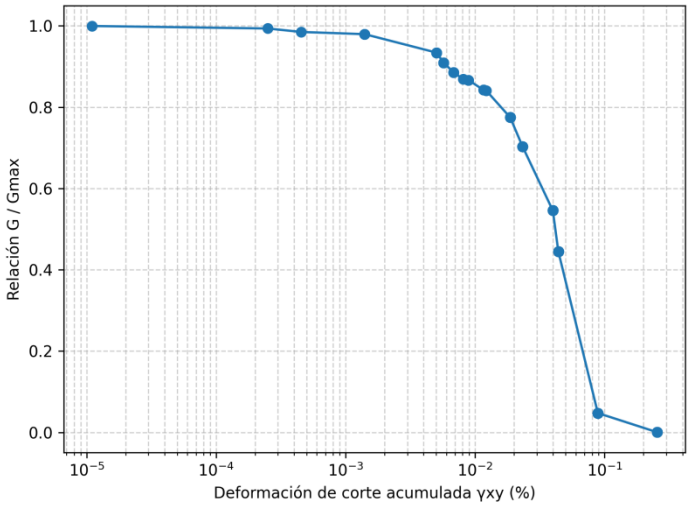

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

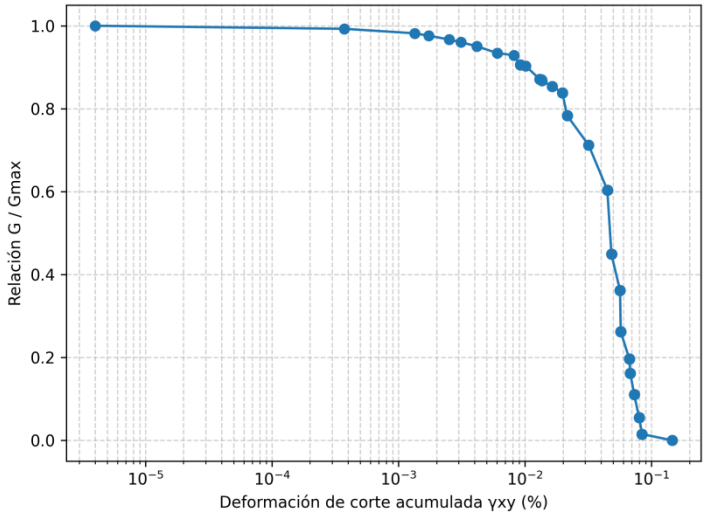

0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
Relación G / Gmax
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

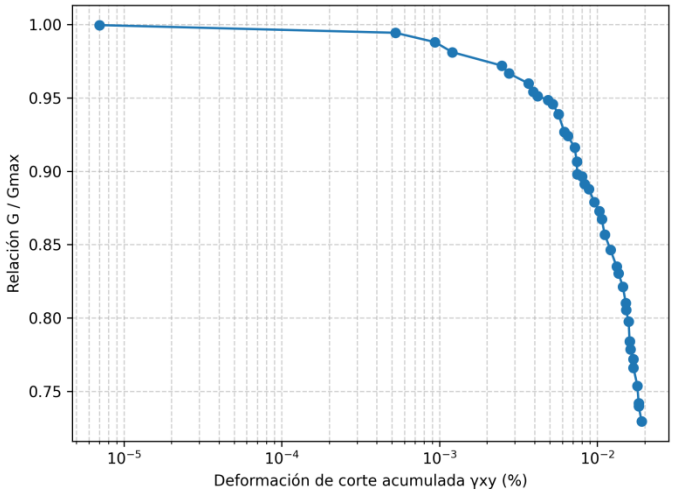

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

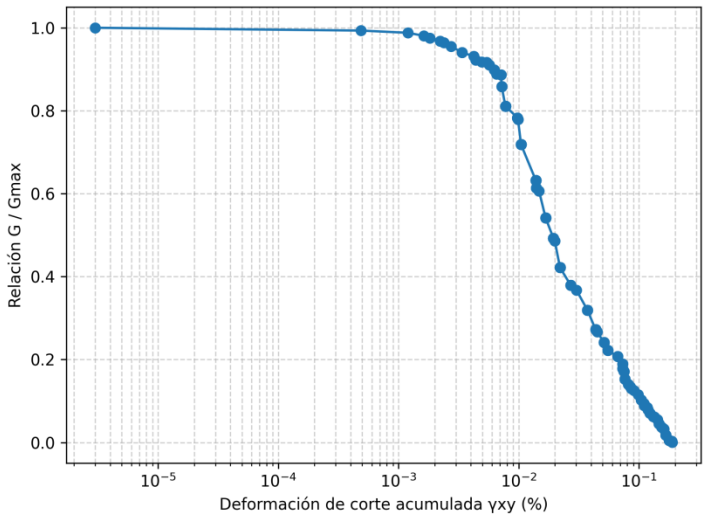

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

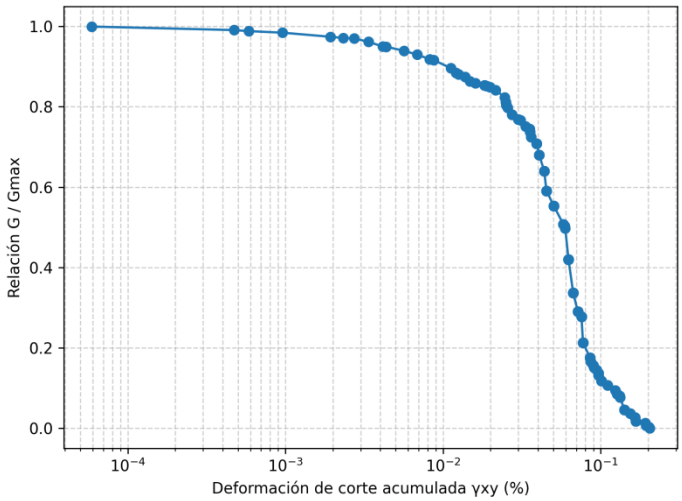

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

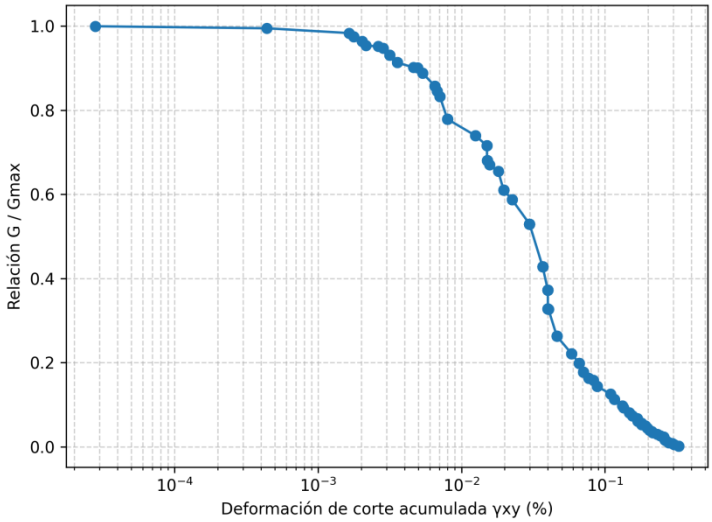

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

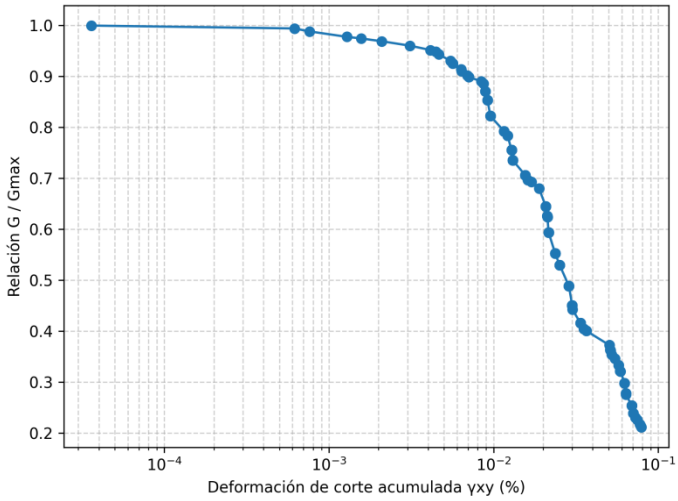

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

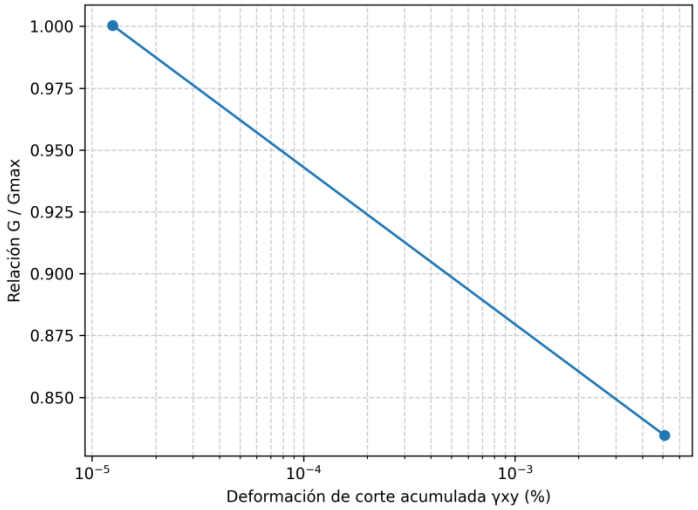

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

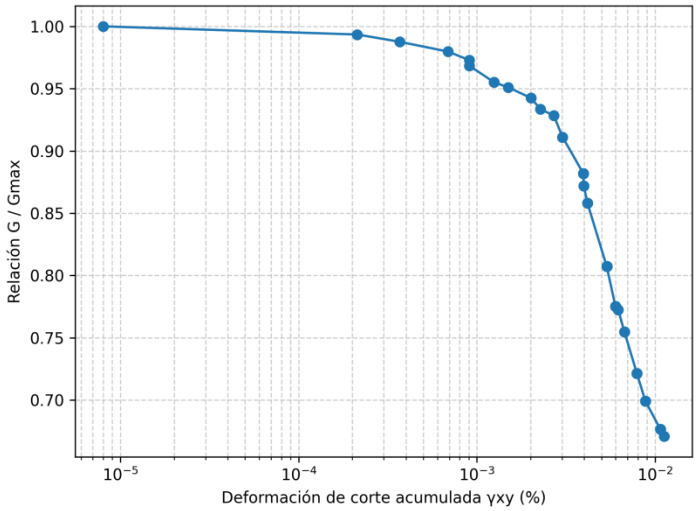

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

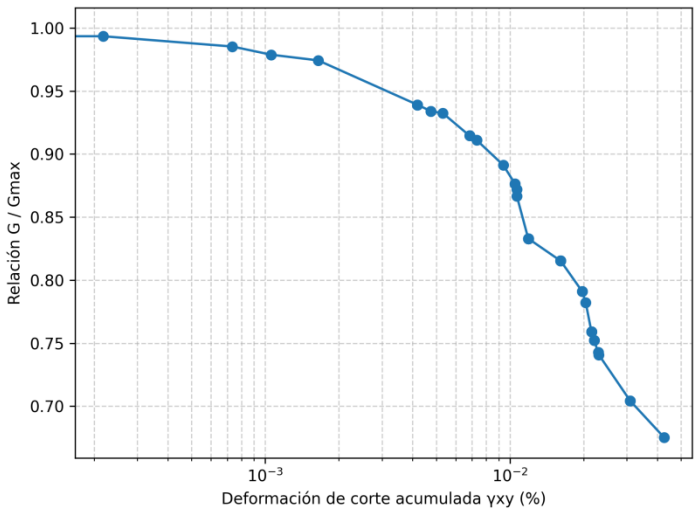

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

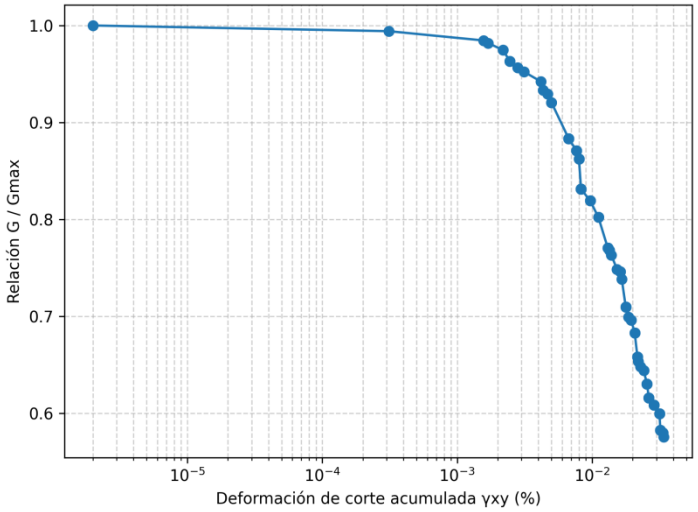

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

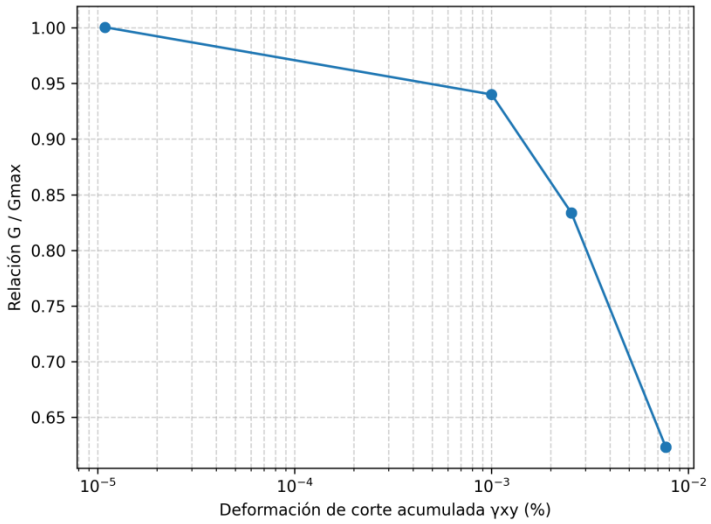

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

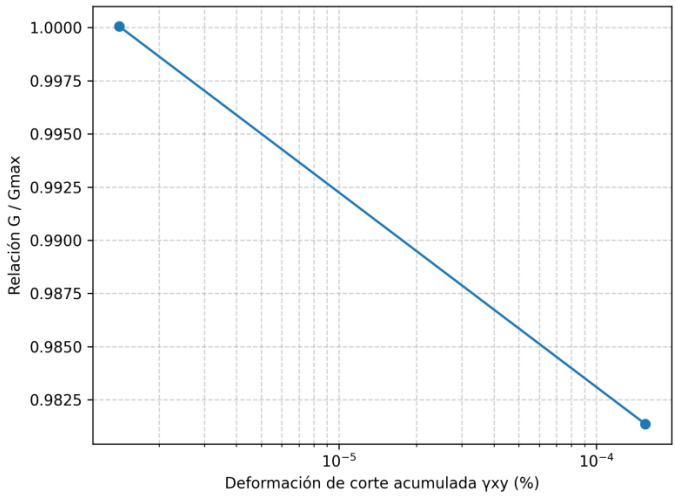

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

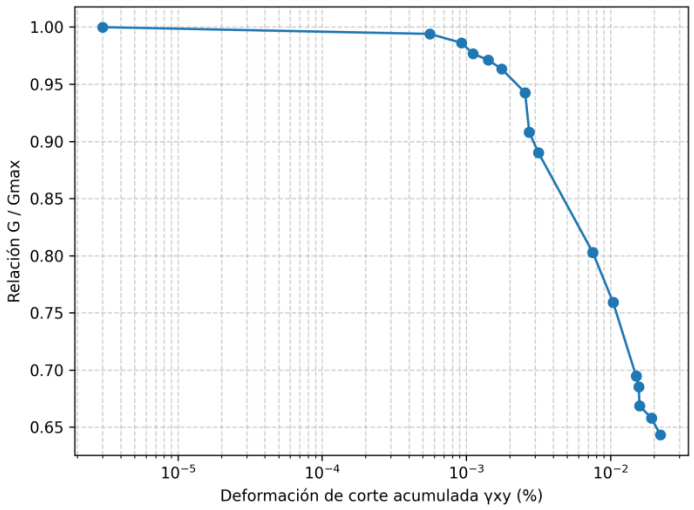

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

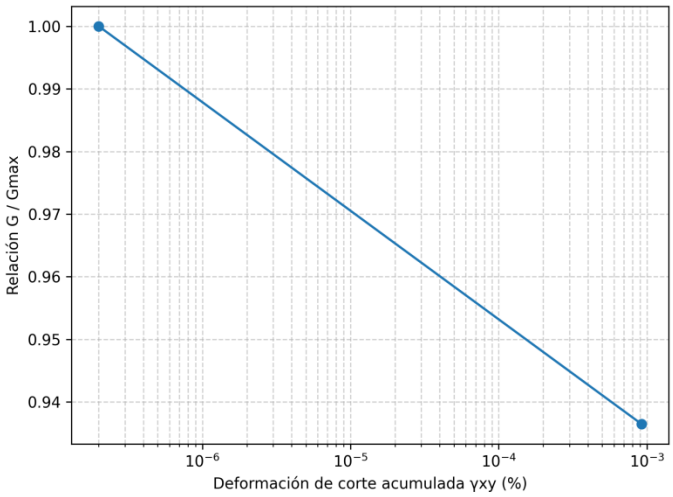

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
Relación G / Gmax
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

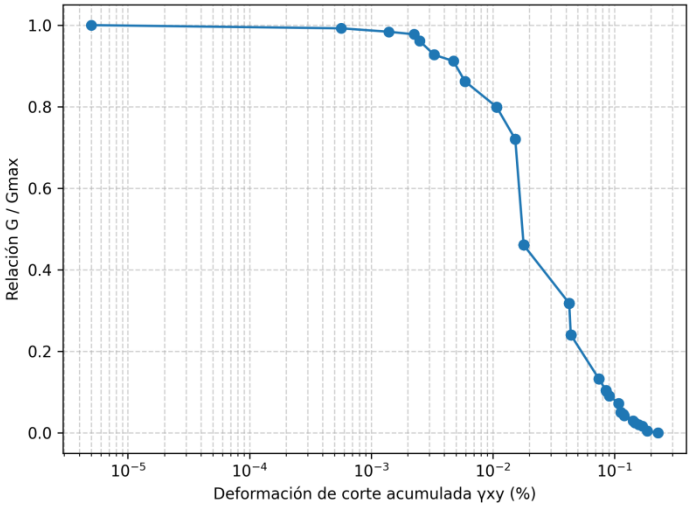

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

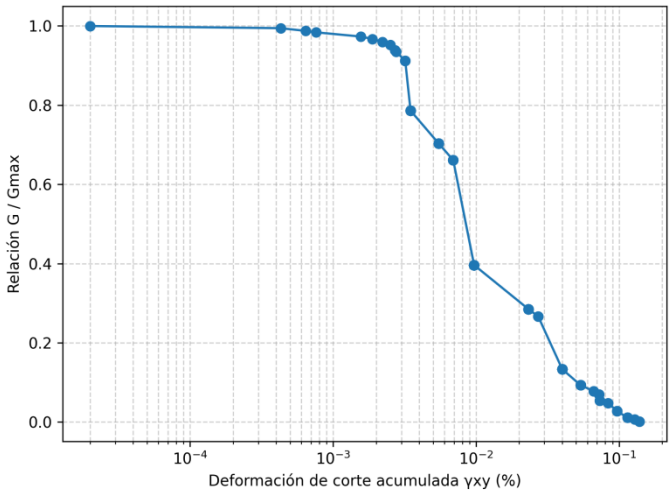

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)


1.0000
0.9975
0.9950
0.9925
0.9900
0.9875
0.9850
0.9825
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

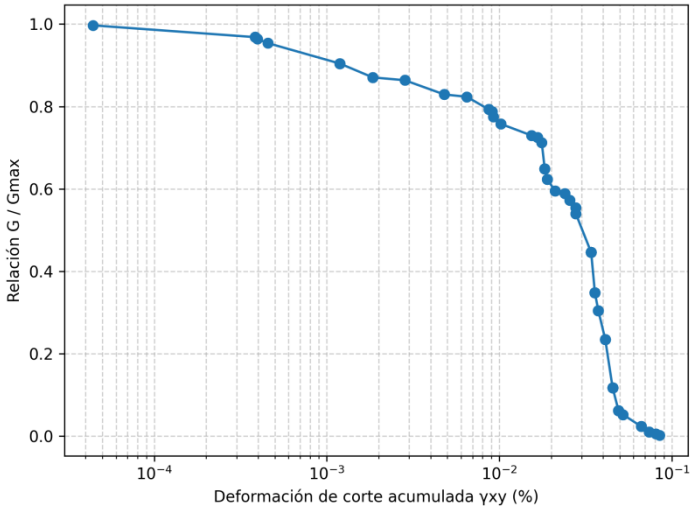

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

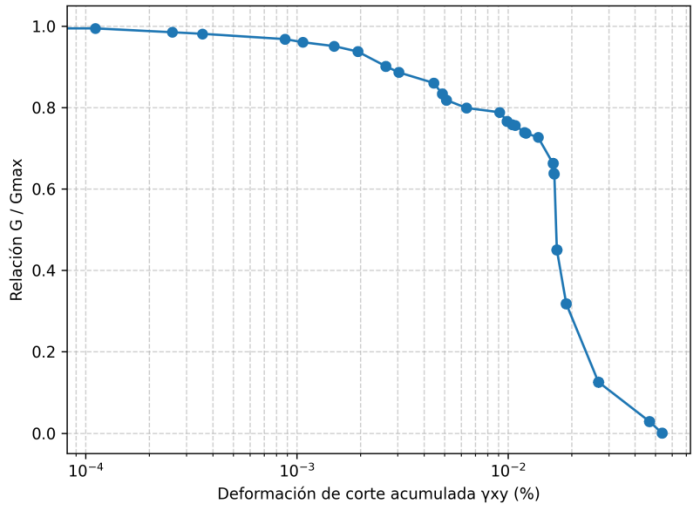

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
0.95
0.94
Relación G / Gmax
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

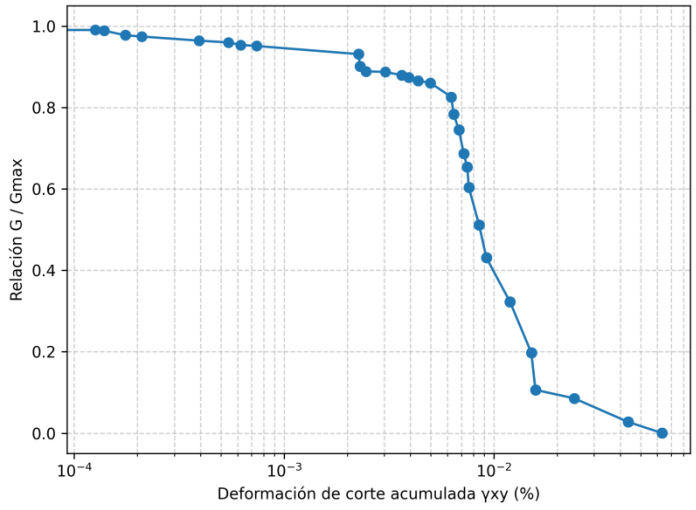


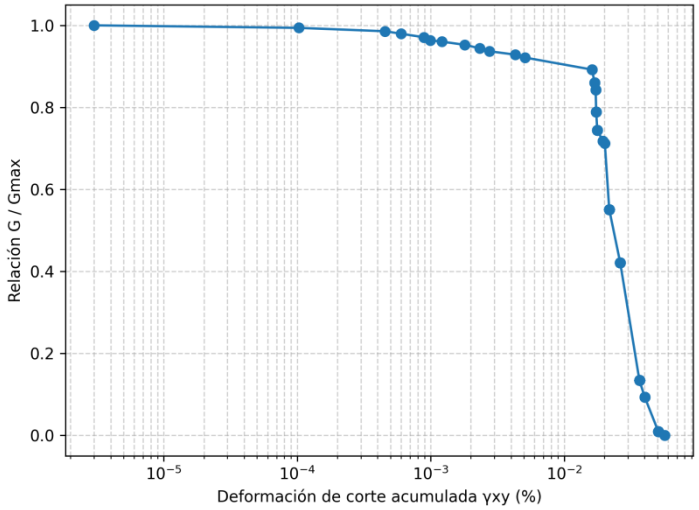


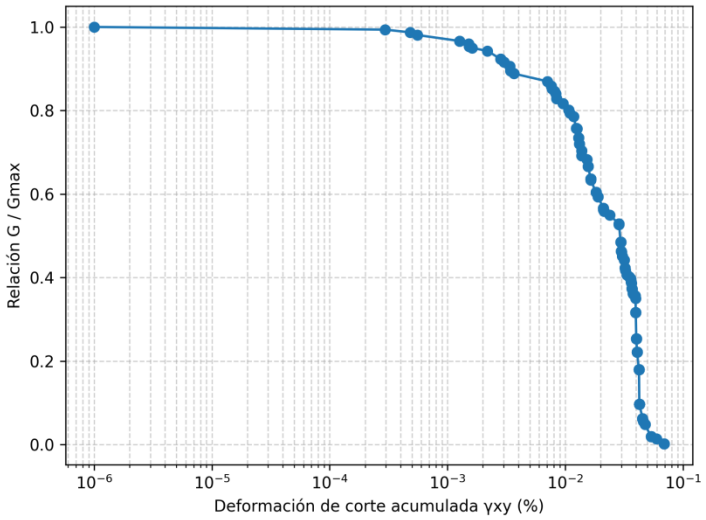
Interface Condición 2; Agua a 10m.

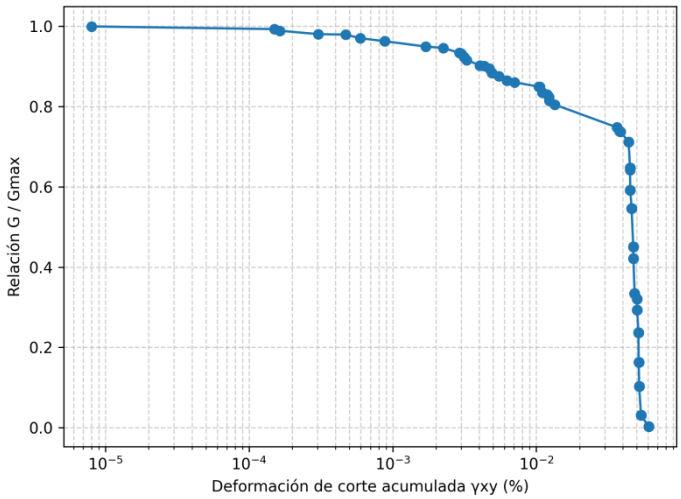

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

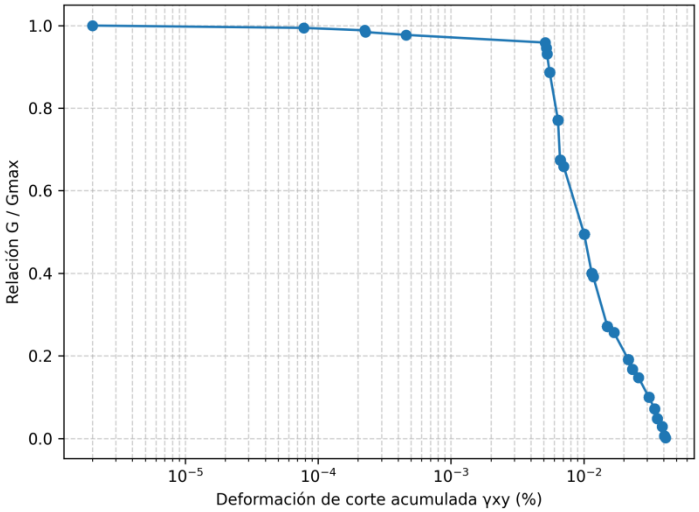

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

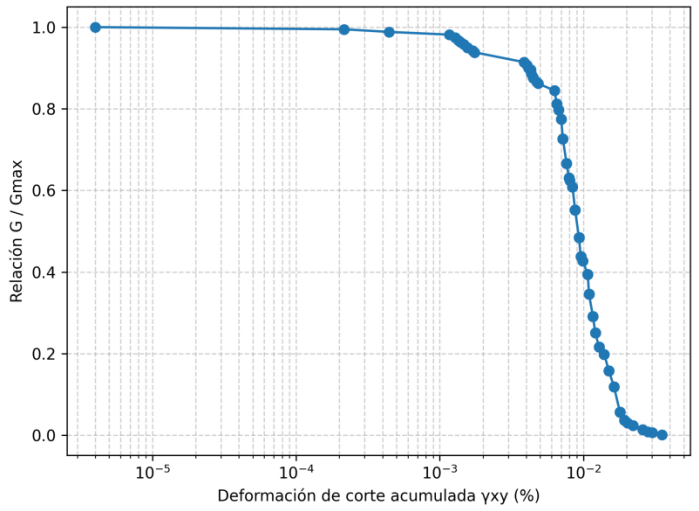

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

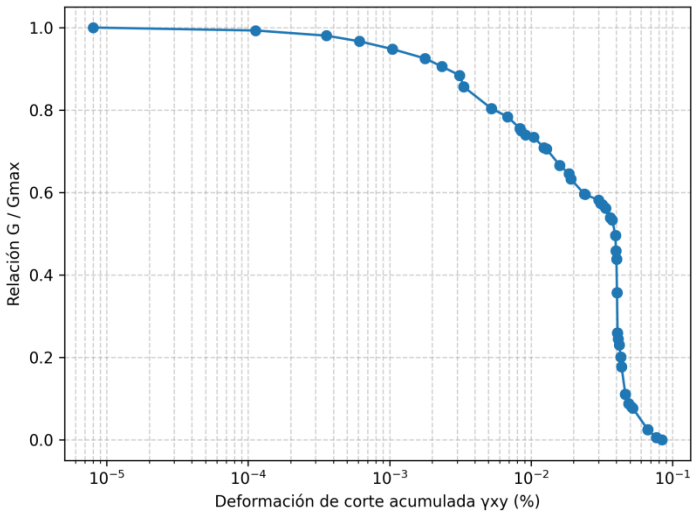

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

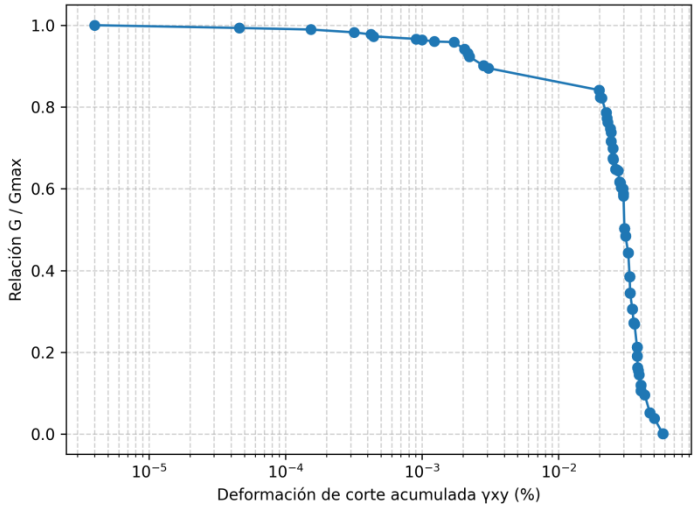

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

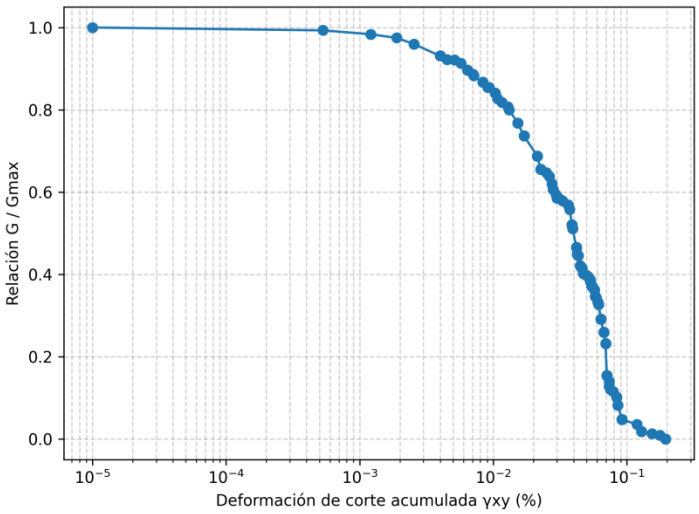

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

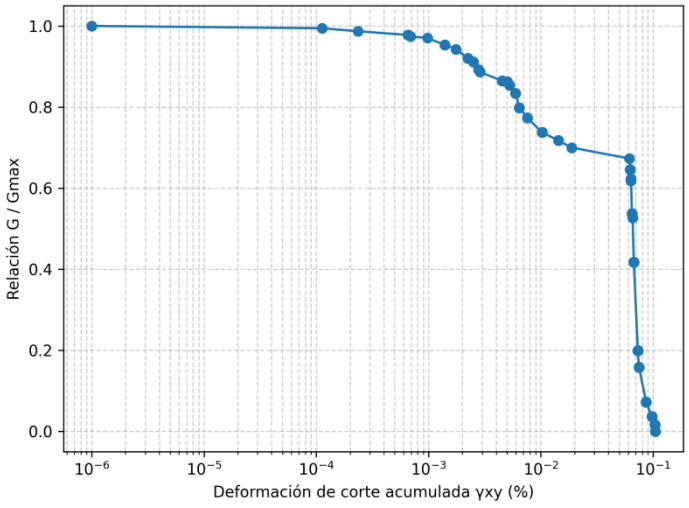

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

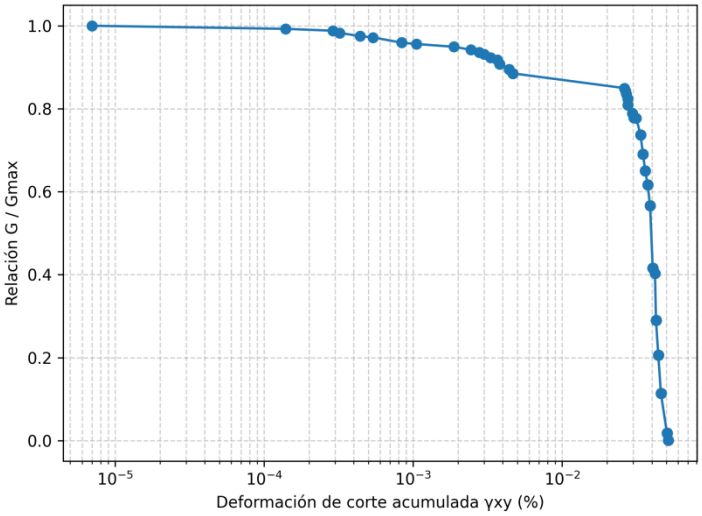

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

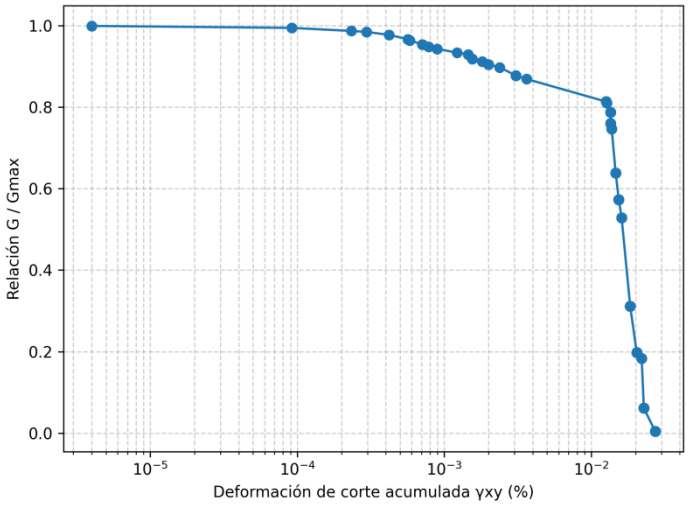

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

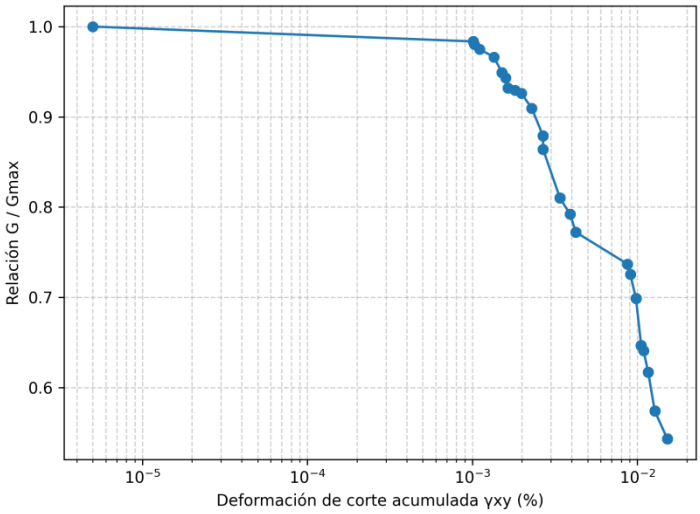

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

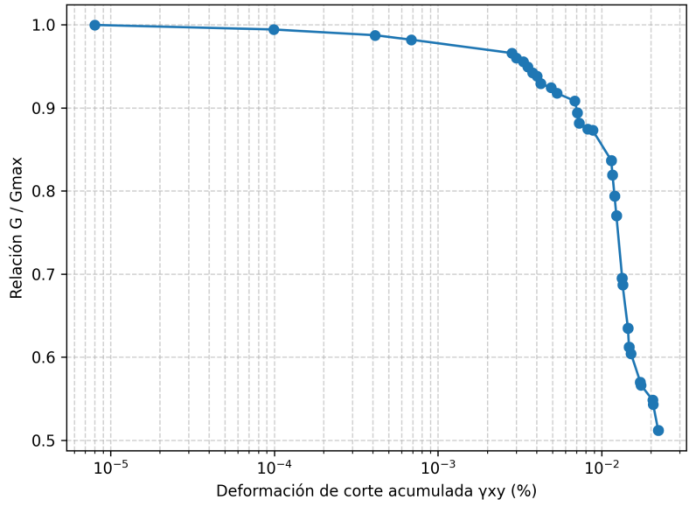

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

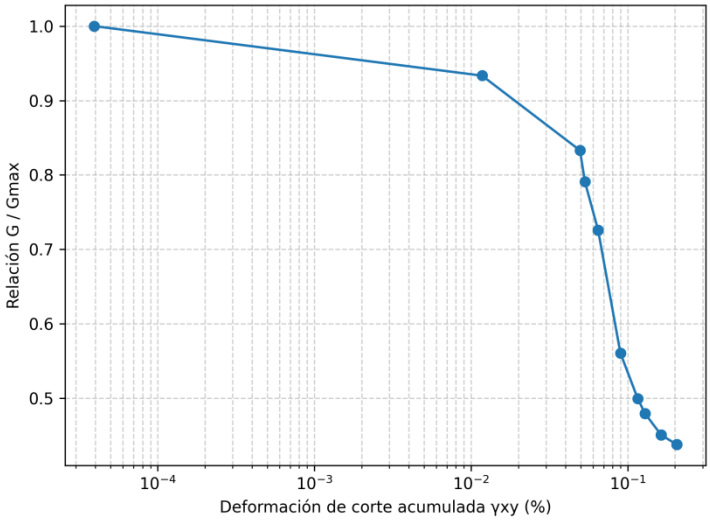

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

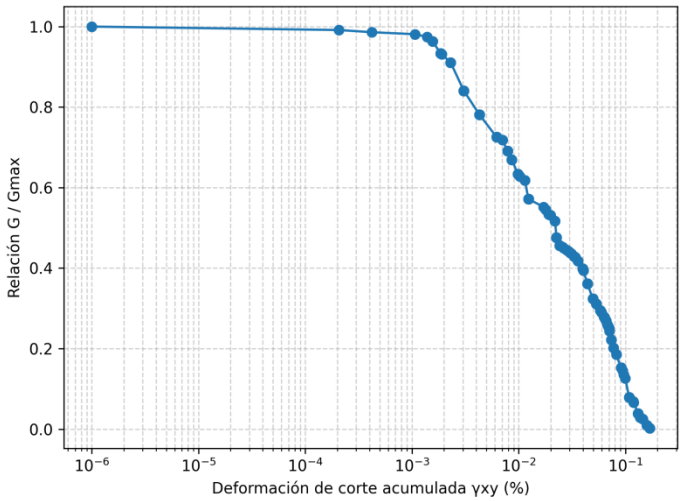

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

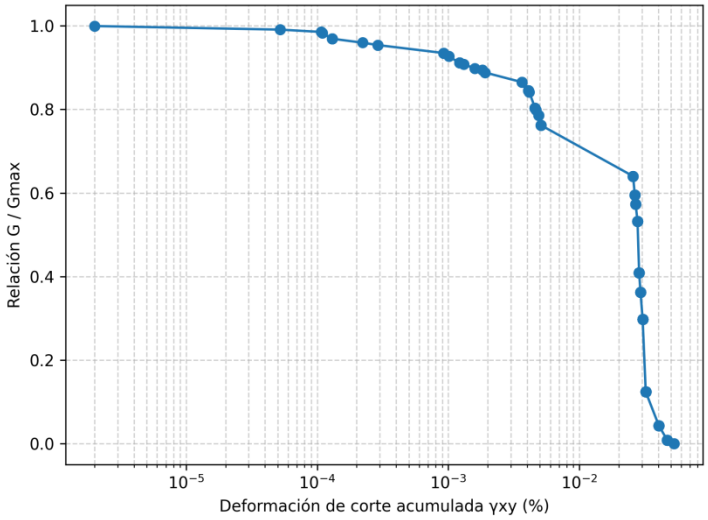

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

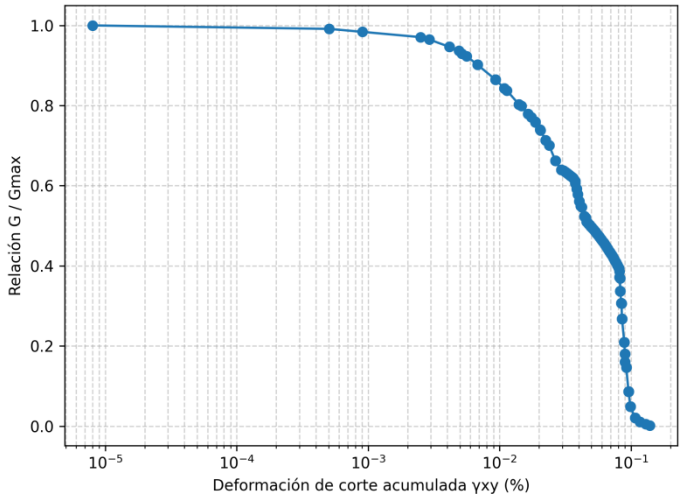

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

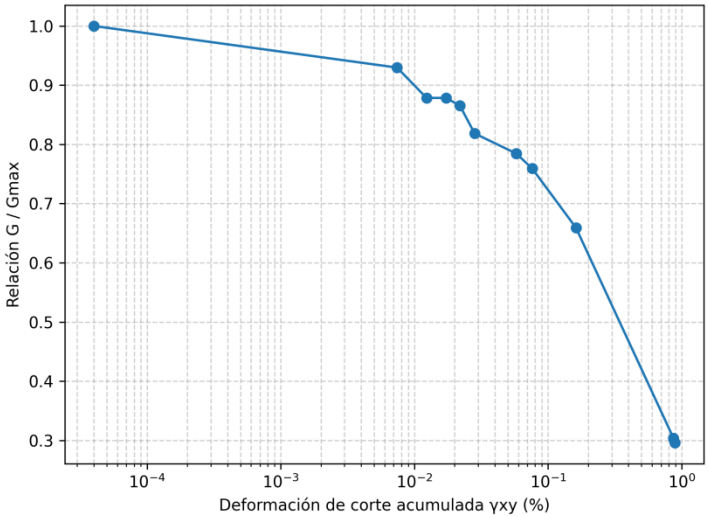

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

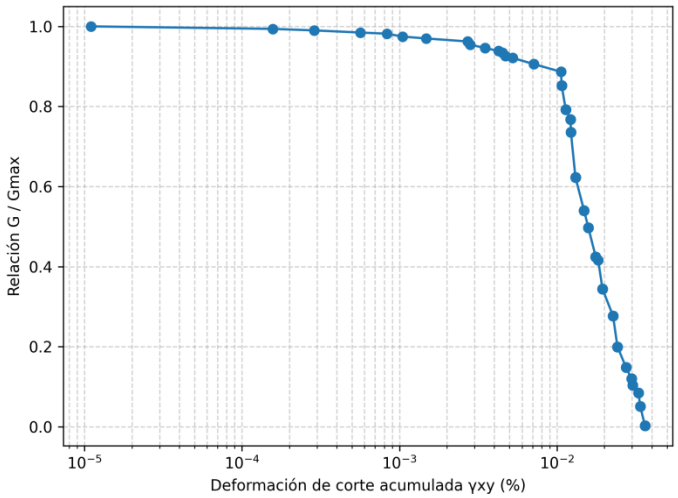

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

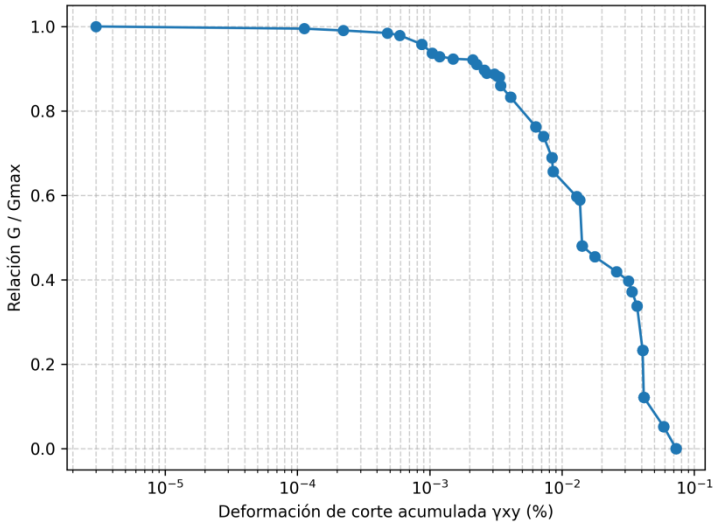

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

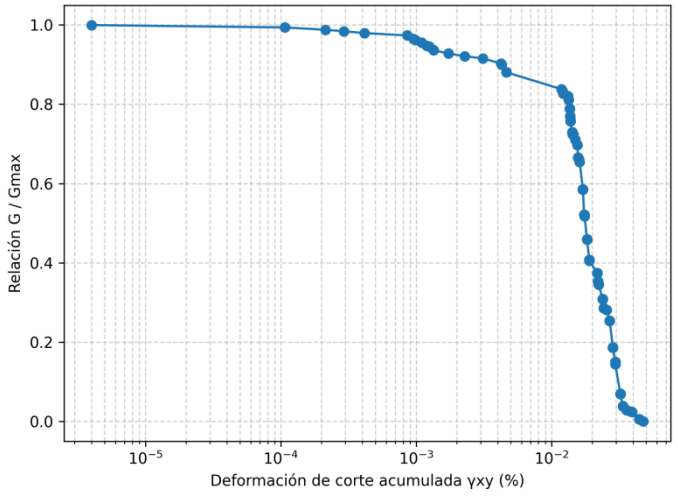

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

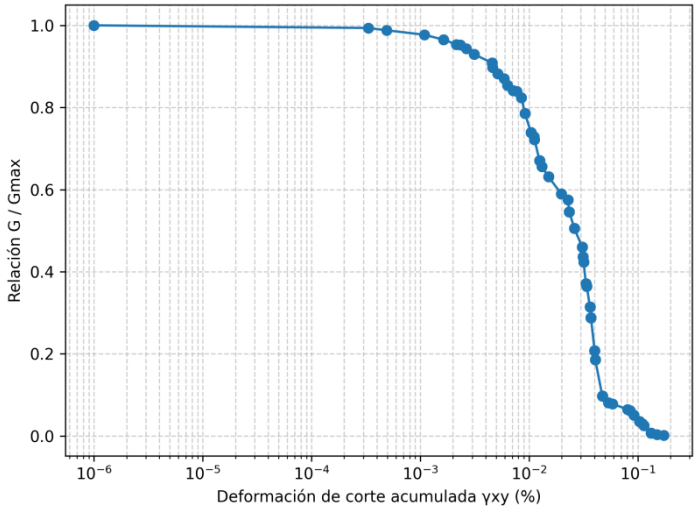

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

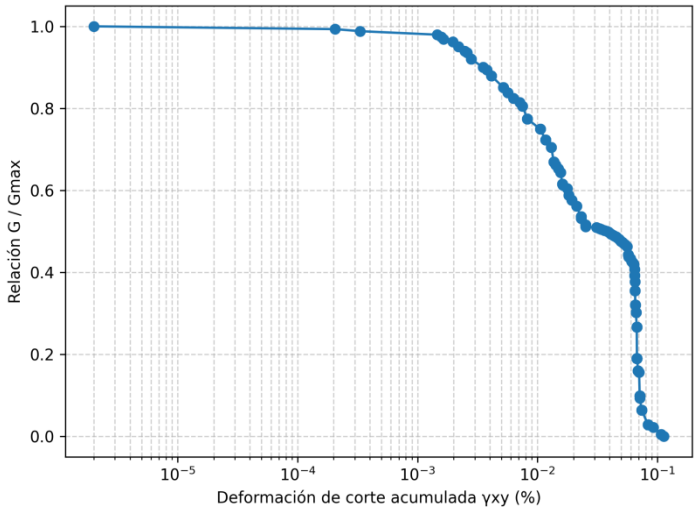

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

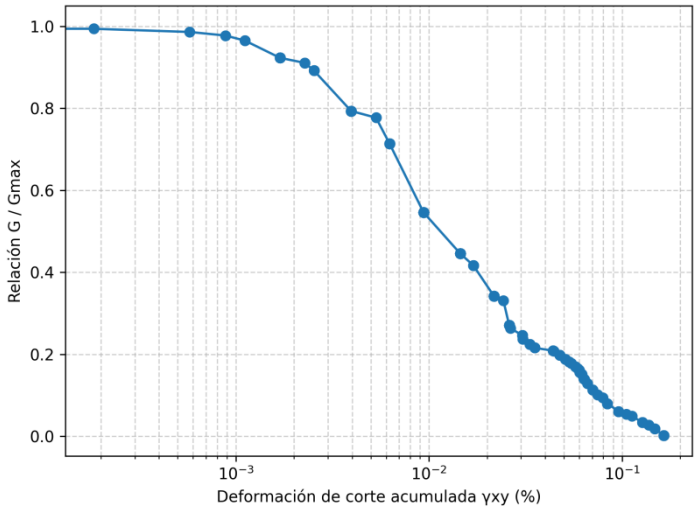

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

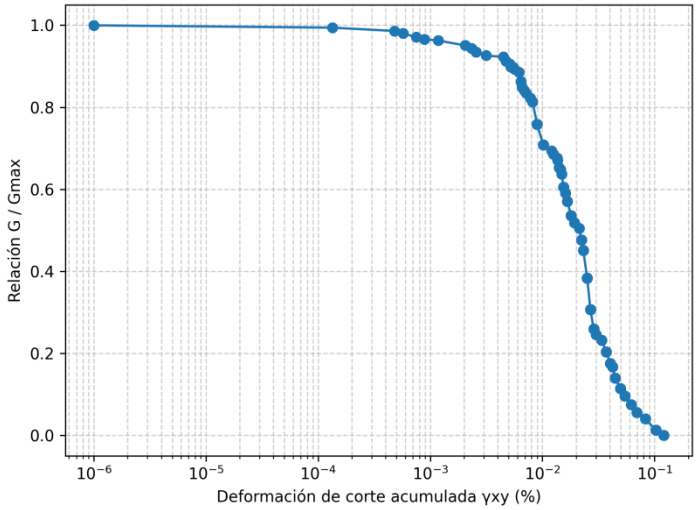

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

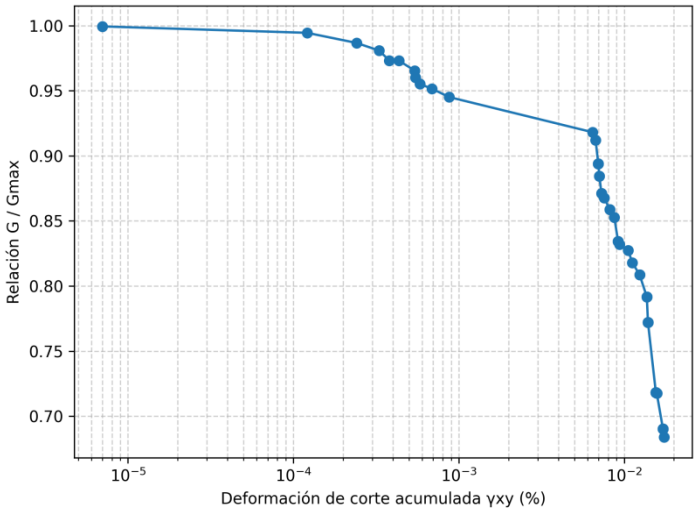

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

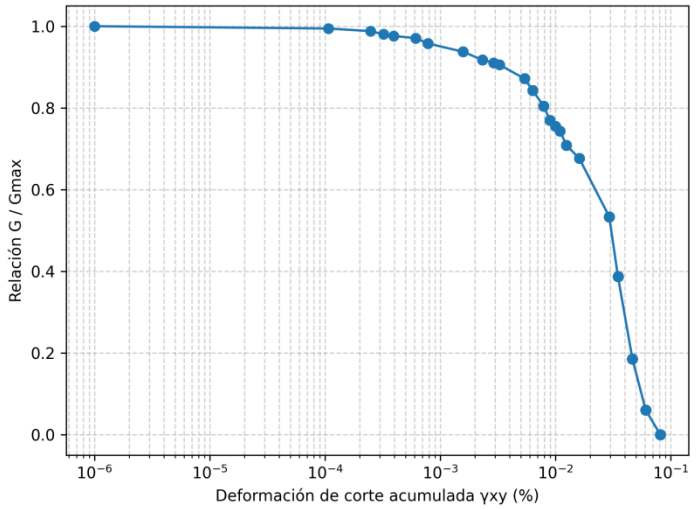

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

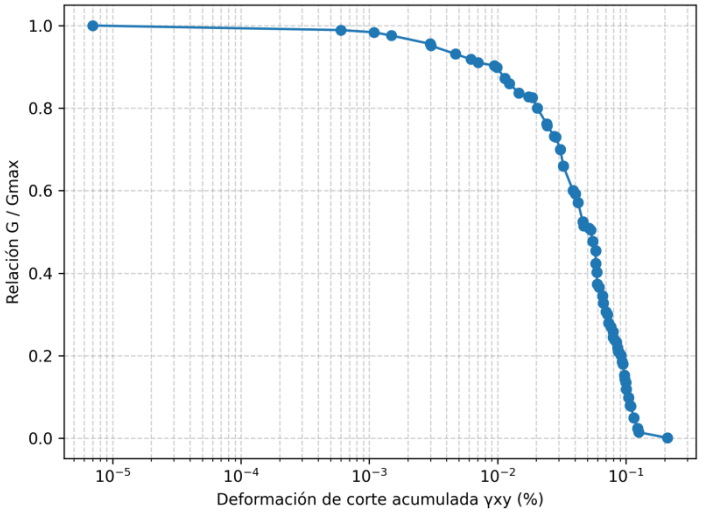

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

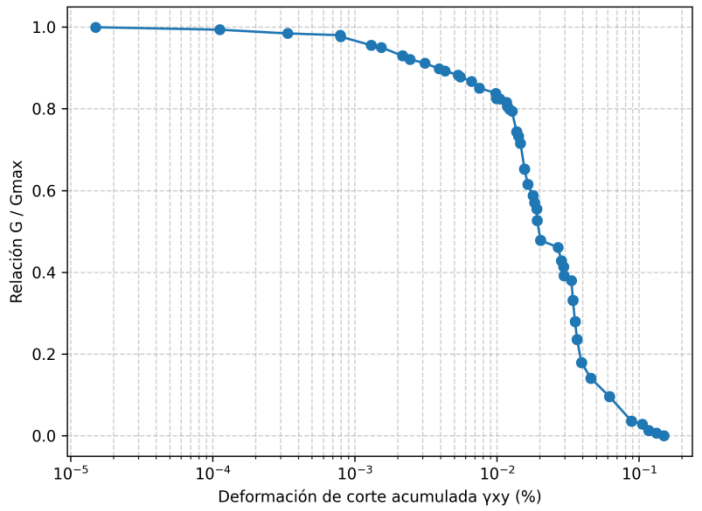

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

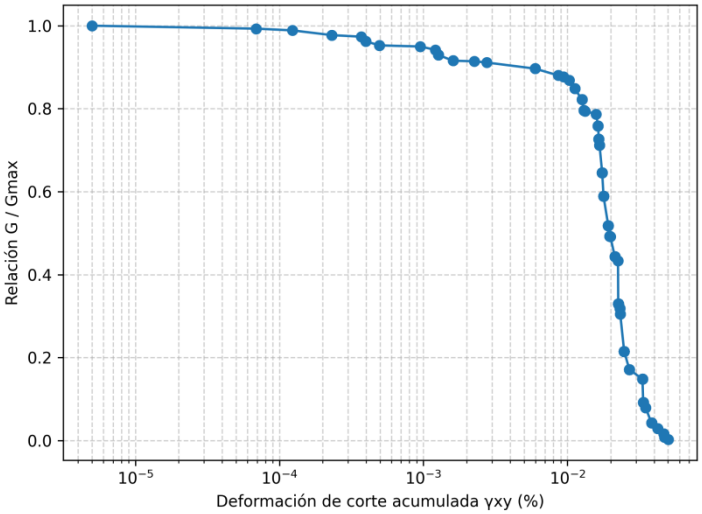

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

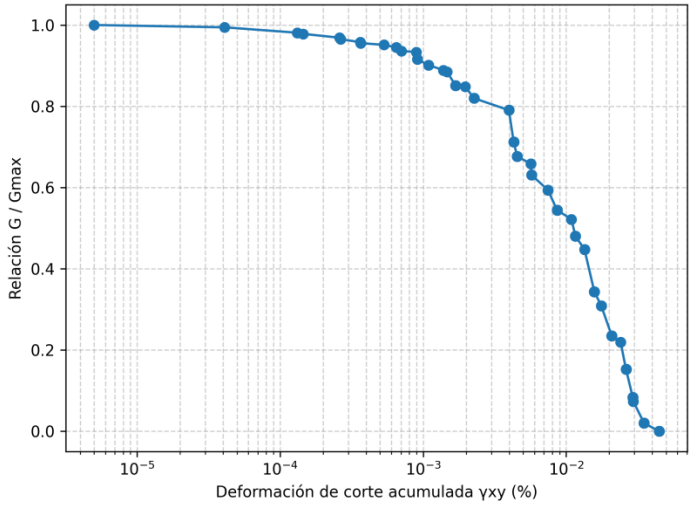

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

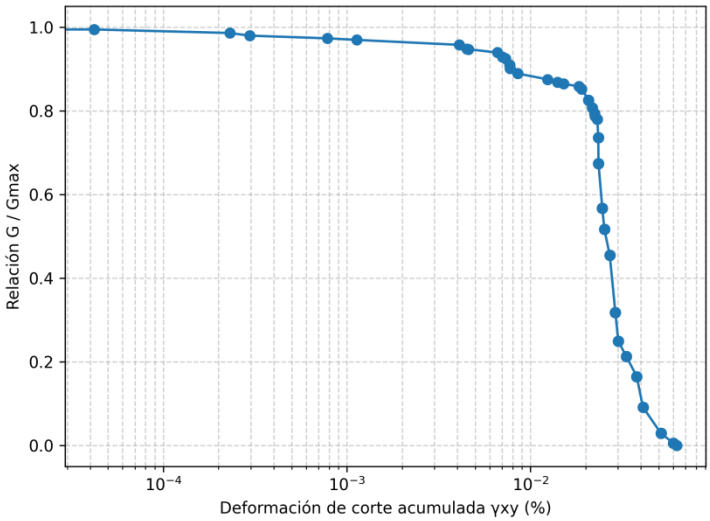

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

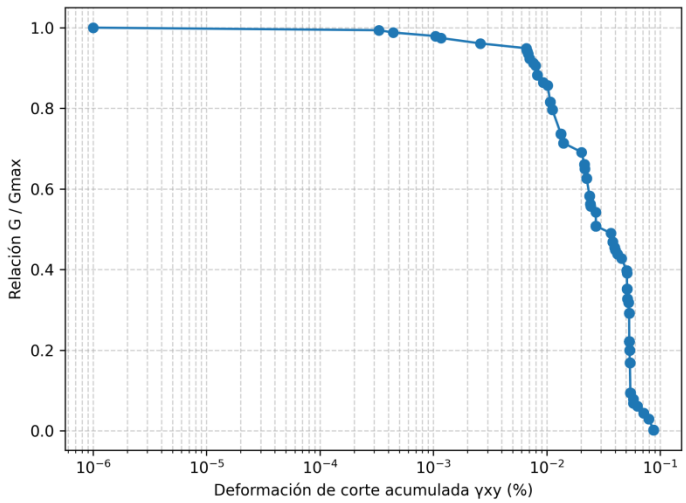

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

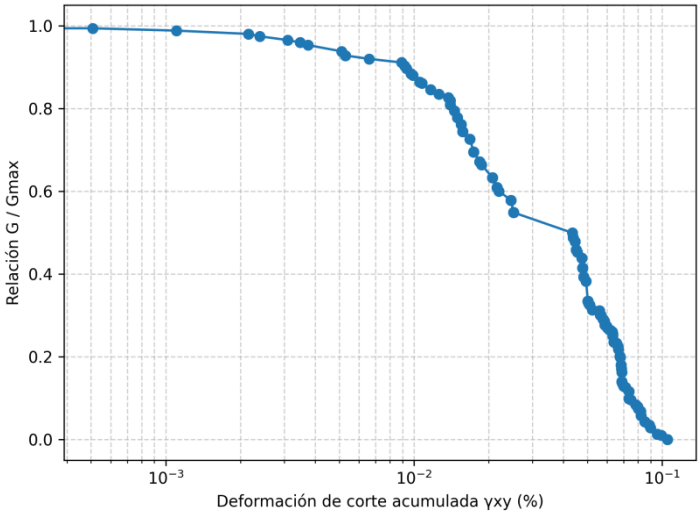

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

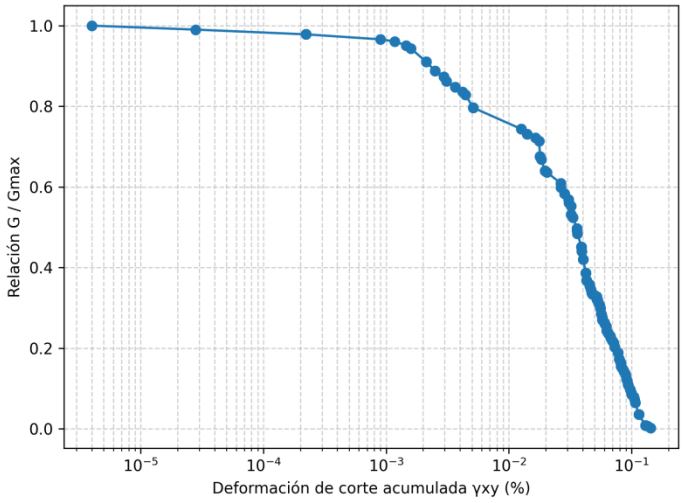

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

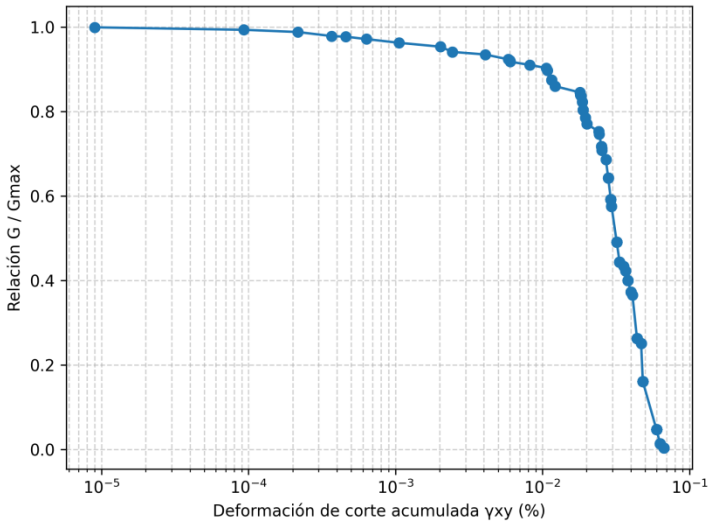

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

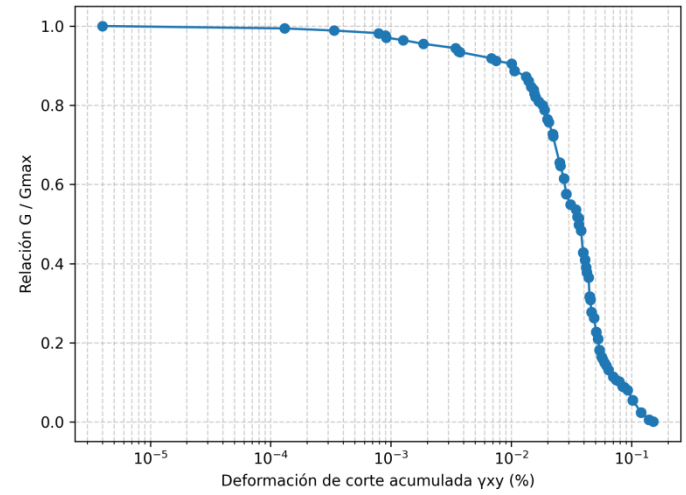

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

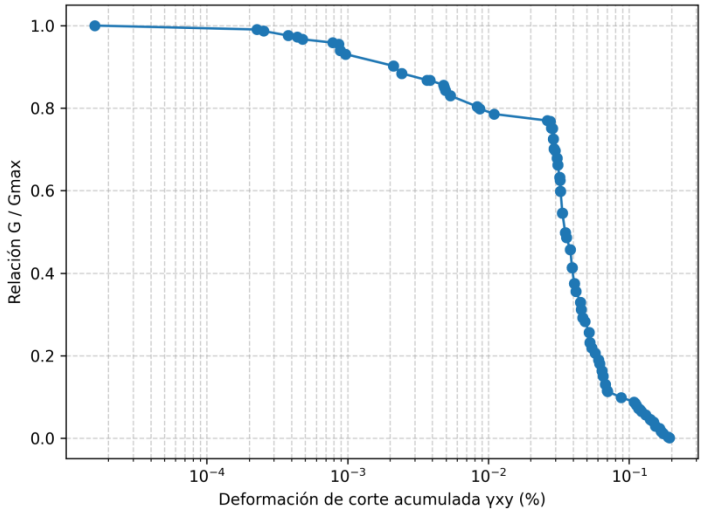

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

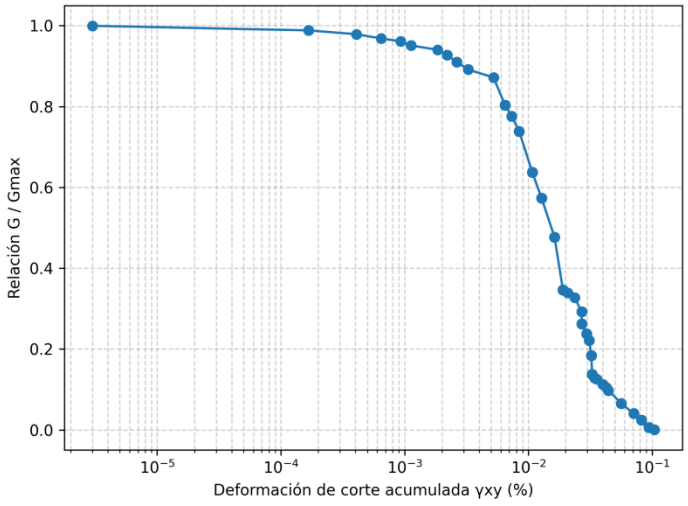

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

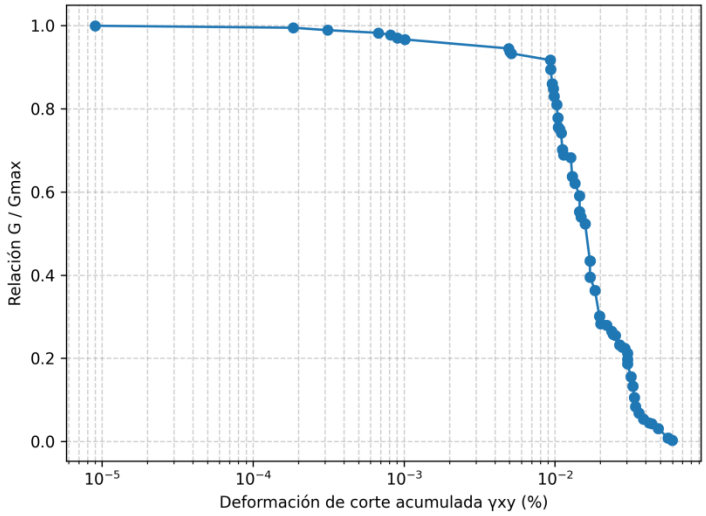

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

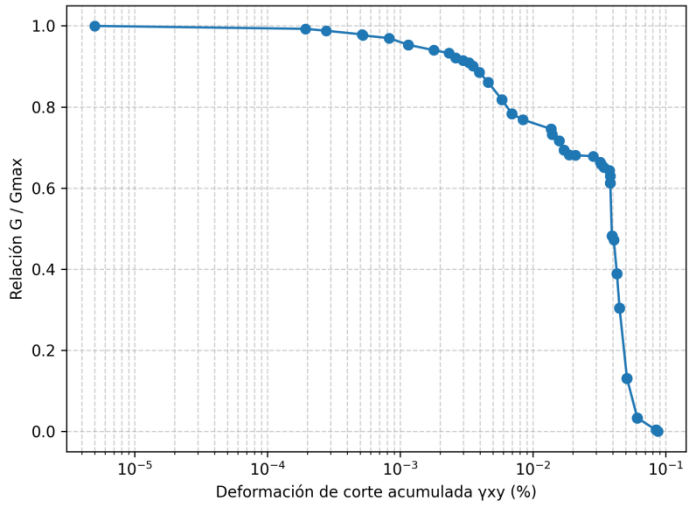

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

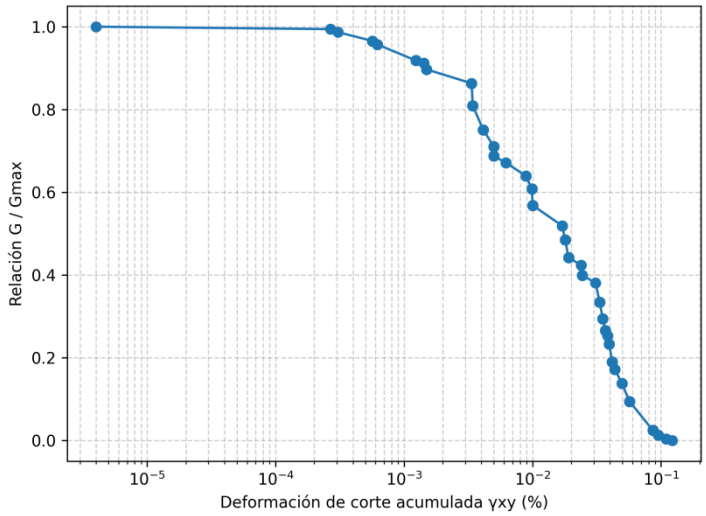

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

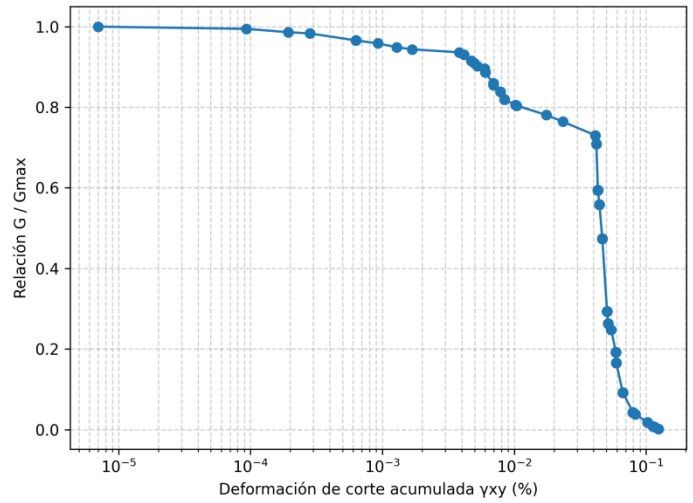

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

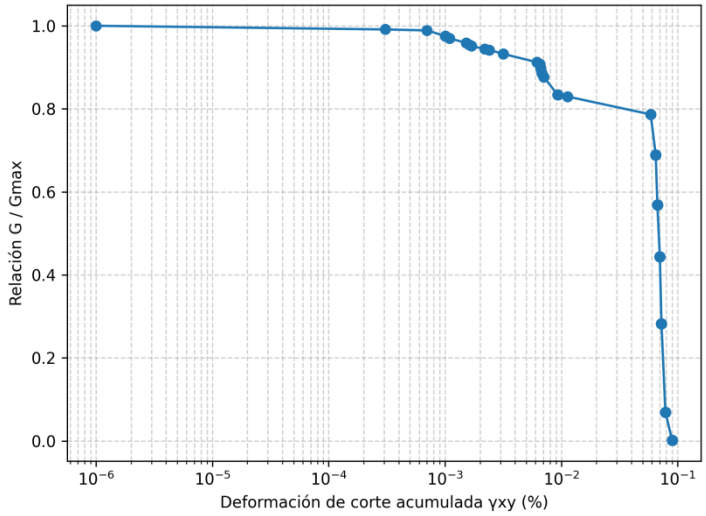

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

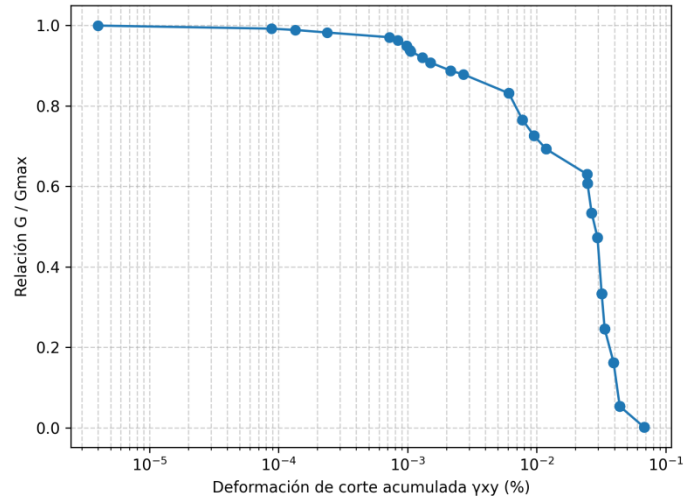

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

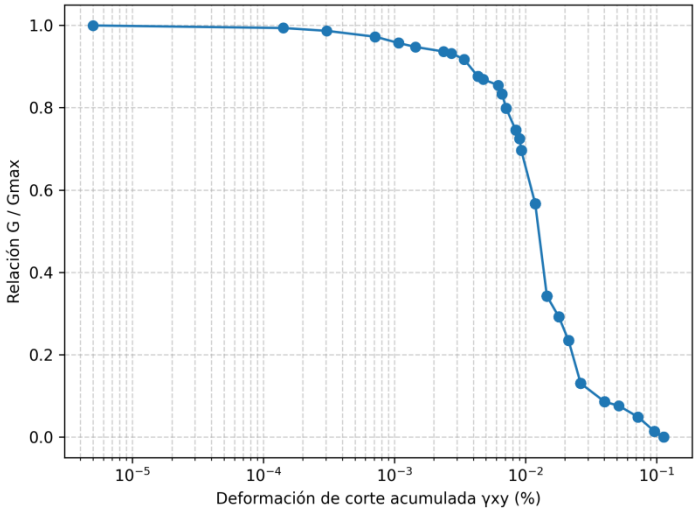

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

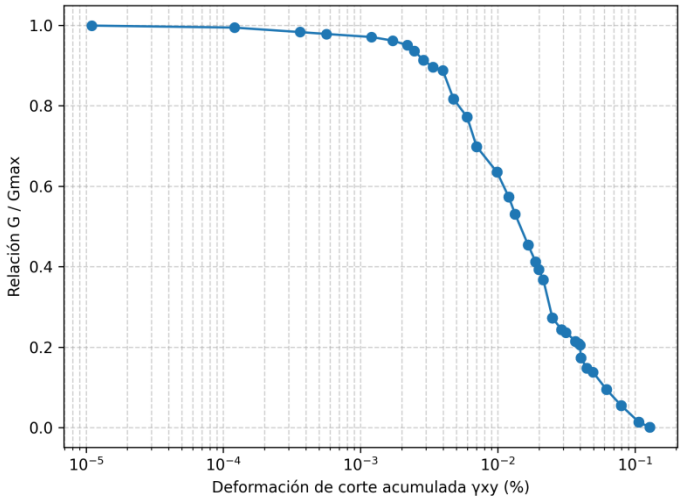

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

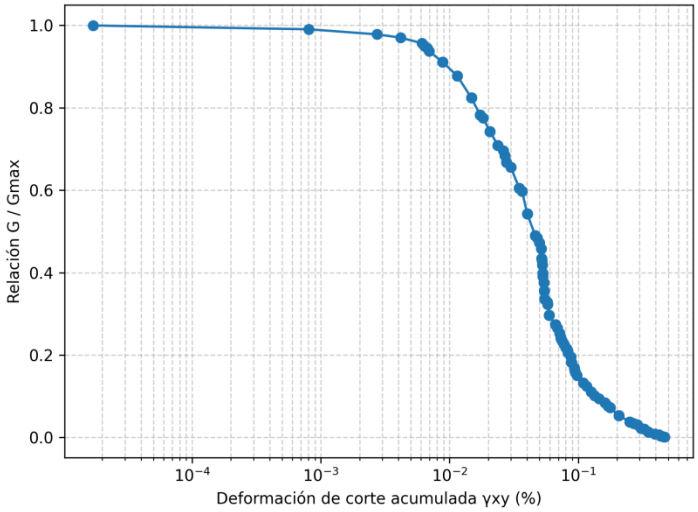

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

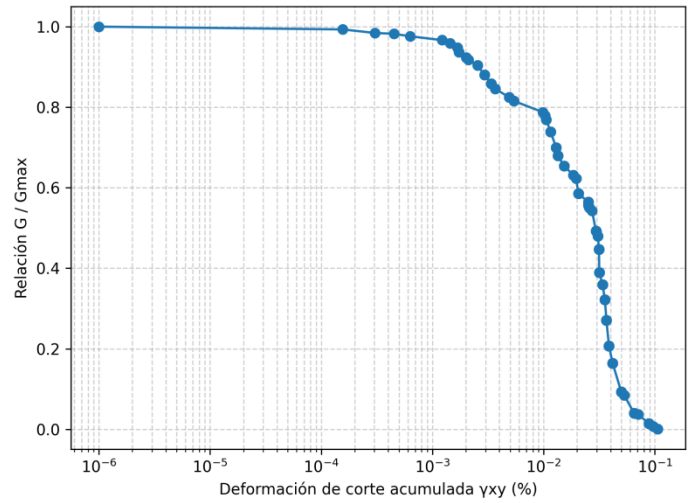

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

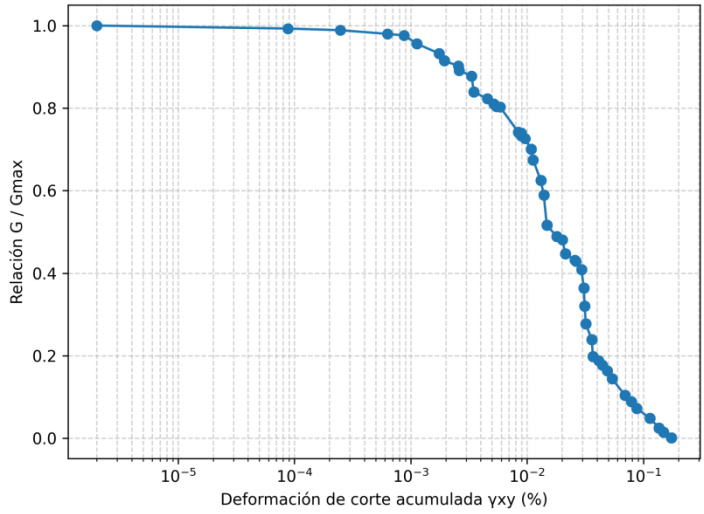

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

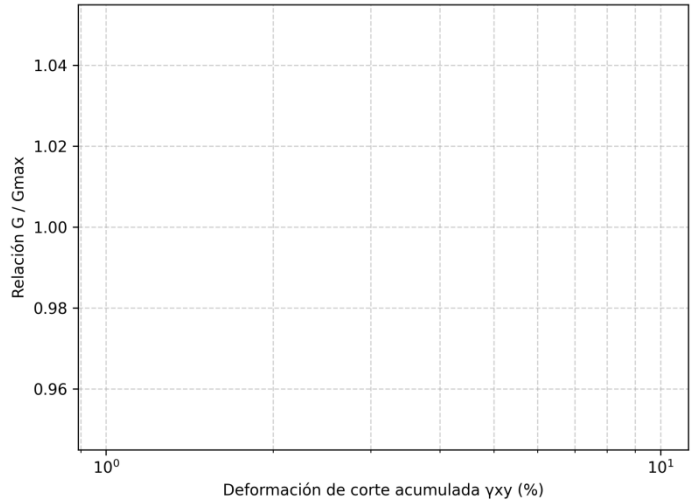

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

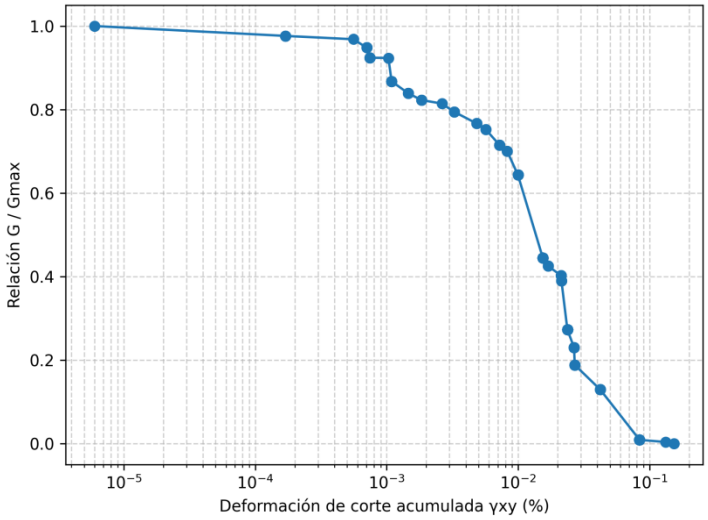

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

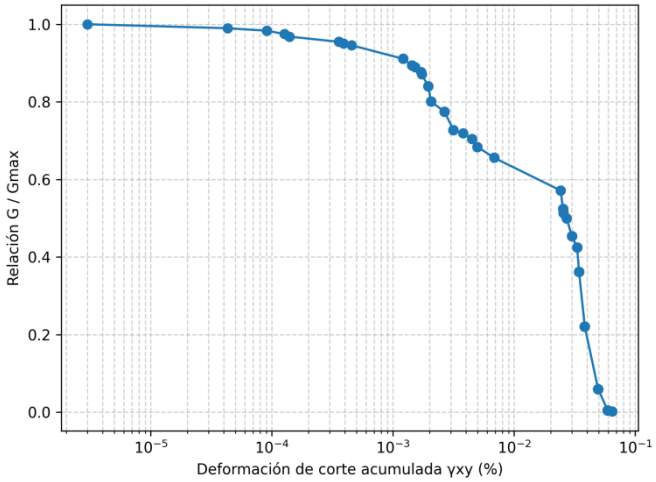

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

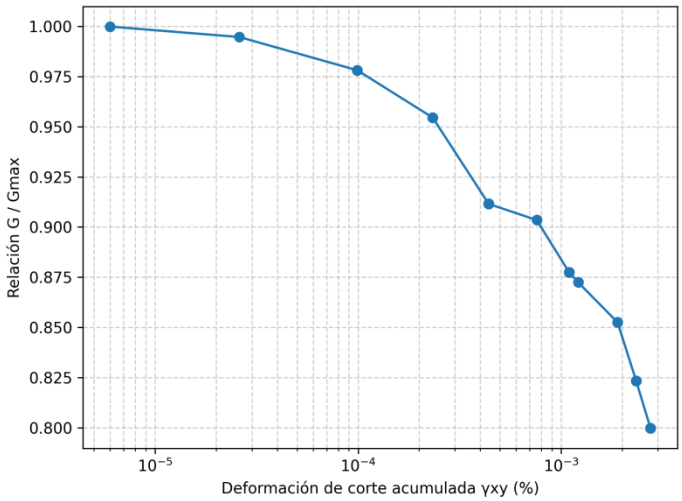

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

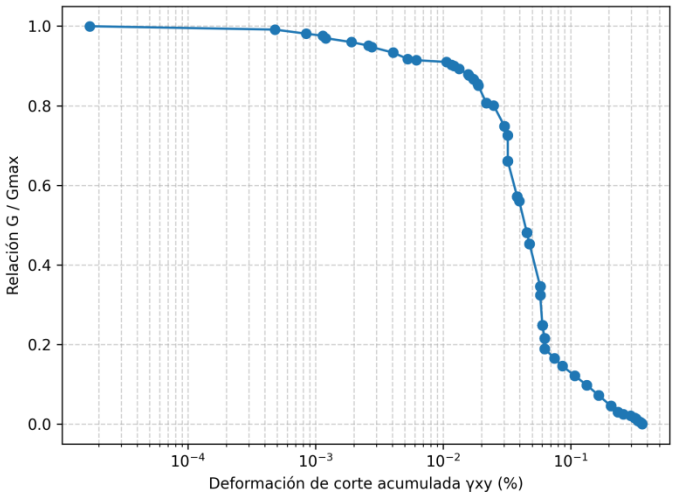

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

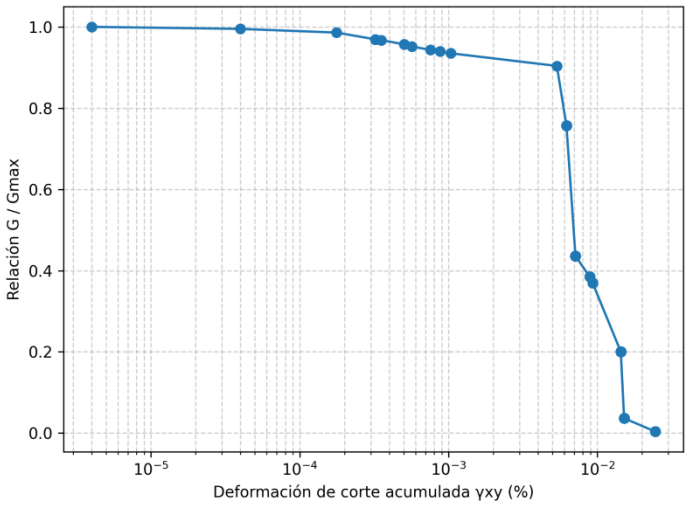

Relación G / Gmax
1.04
1.02
1.00
0.98
0.96
10^{0}
10^{1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

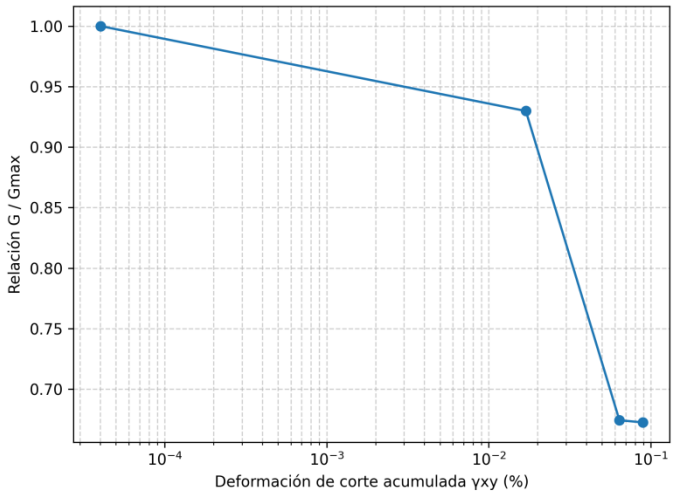

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

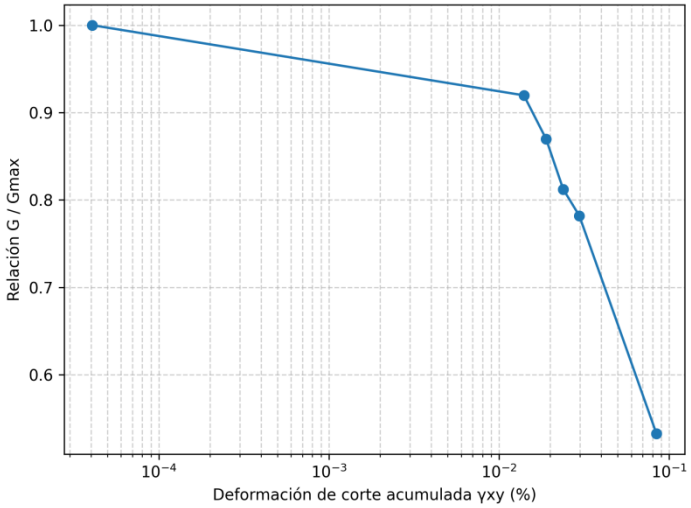

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

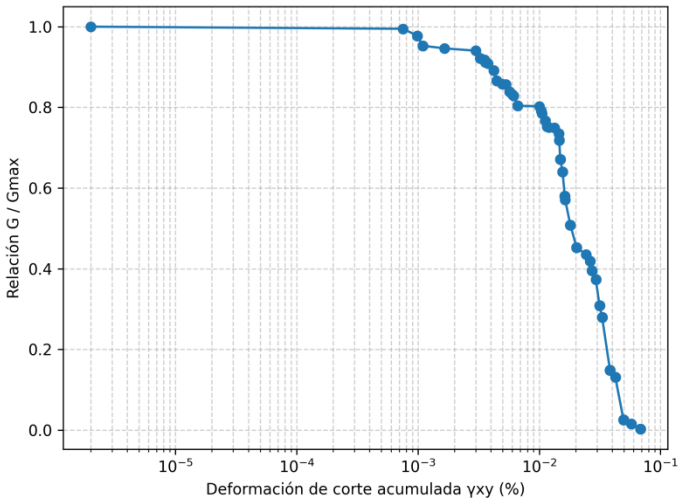

Relación G / Gmax
1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
0.800
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

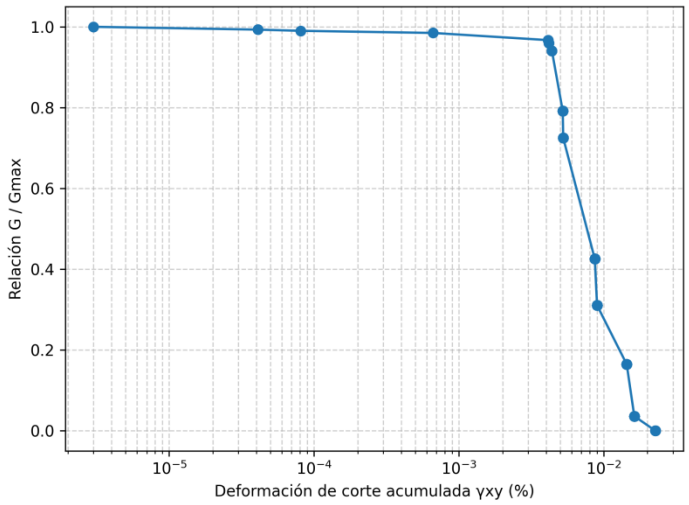

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

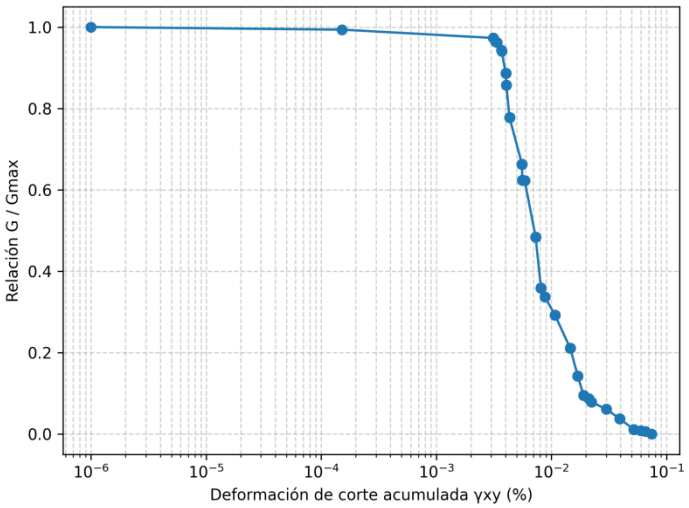

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

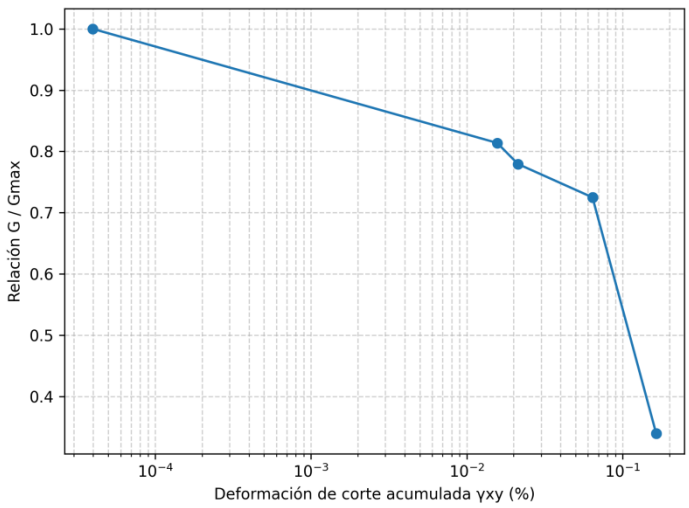

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

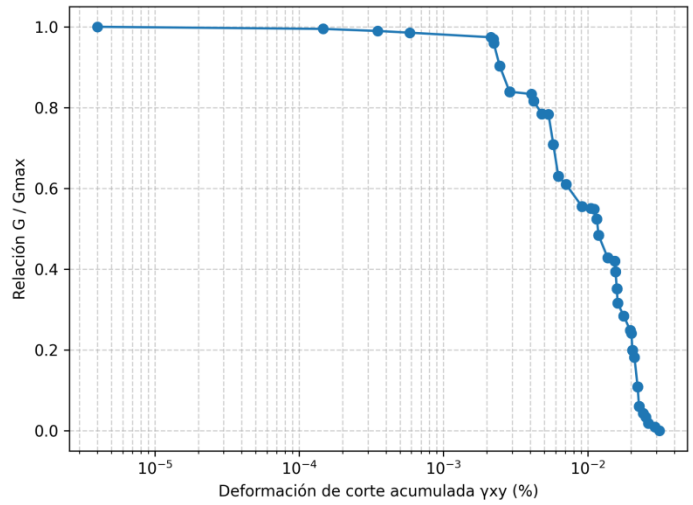

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

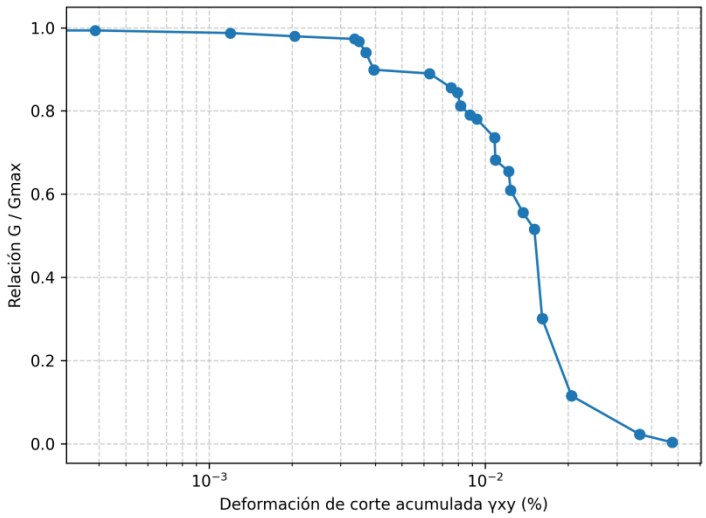

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

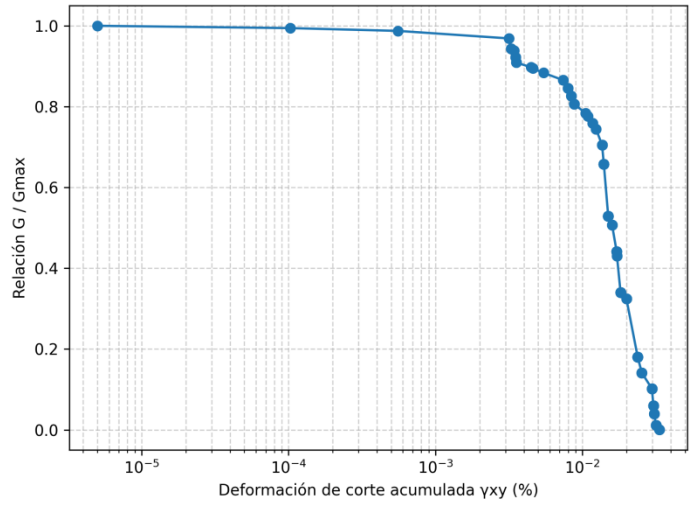

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

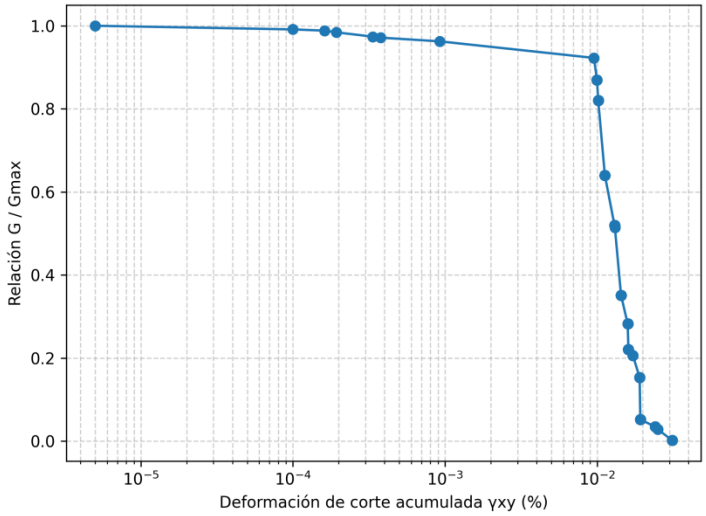

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

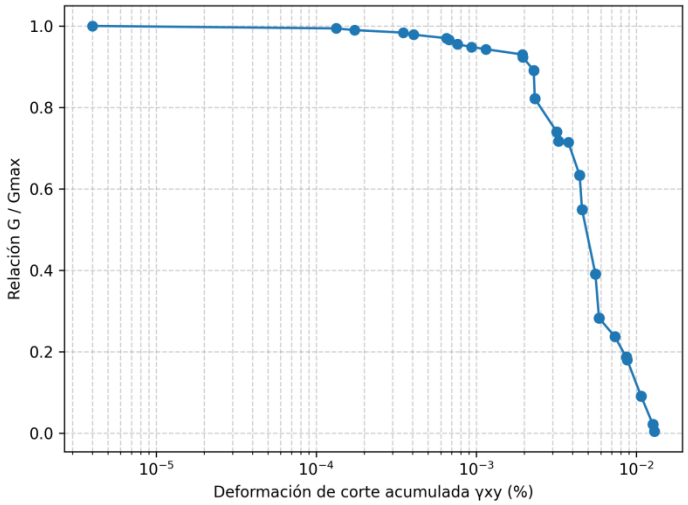

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

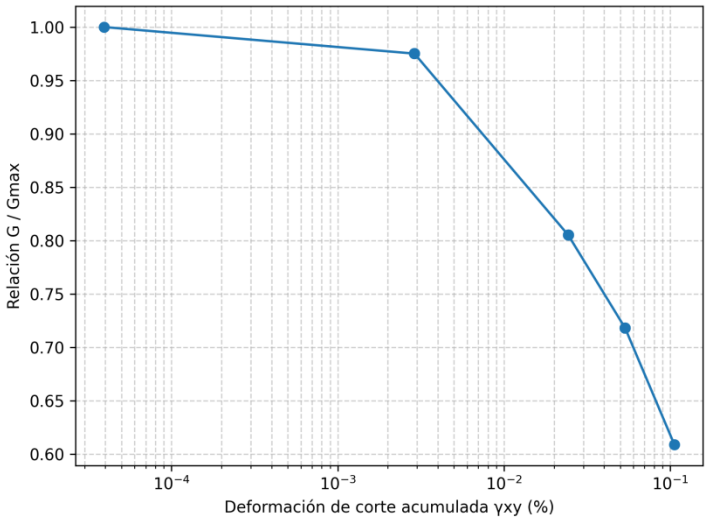

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

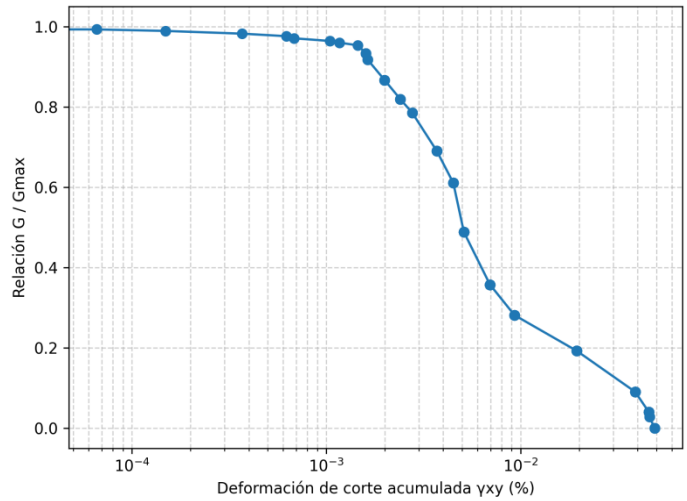

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

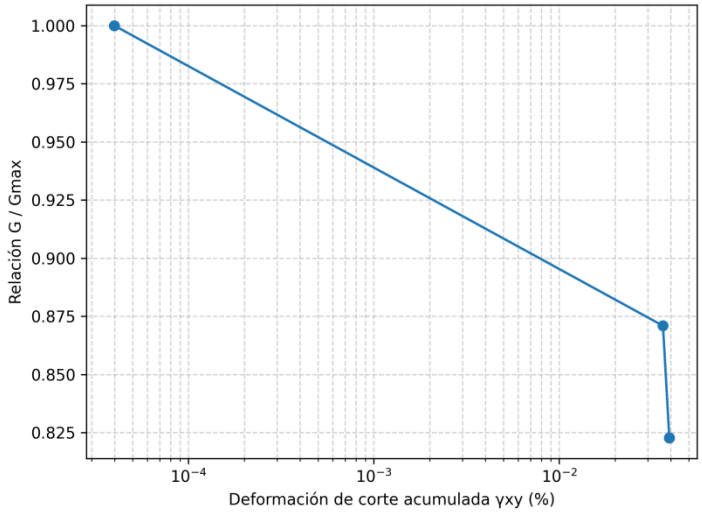

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

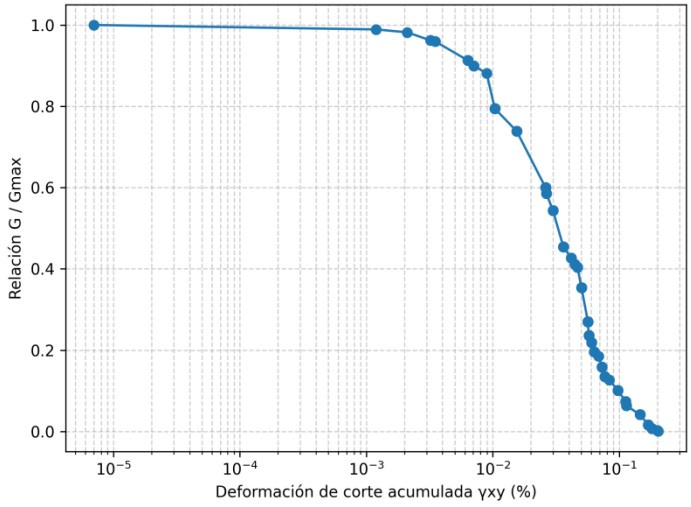

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

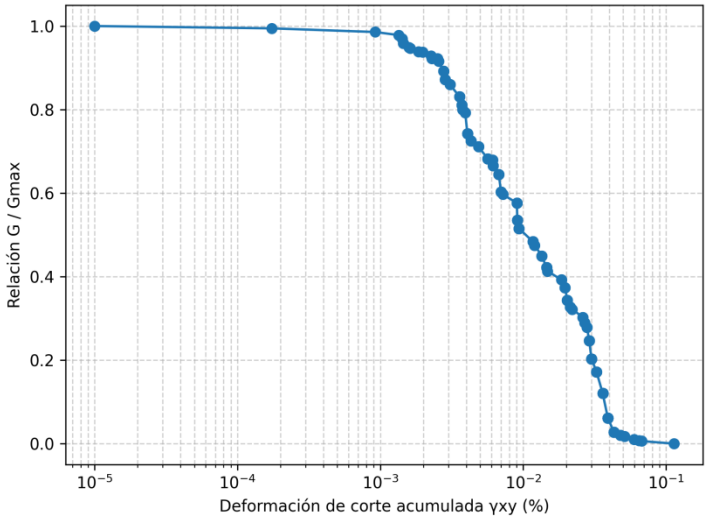

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

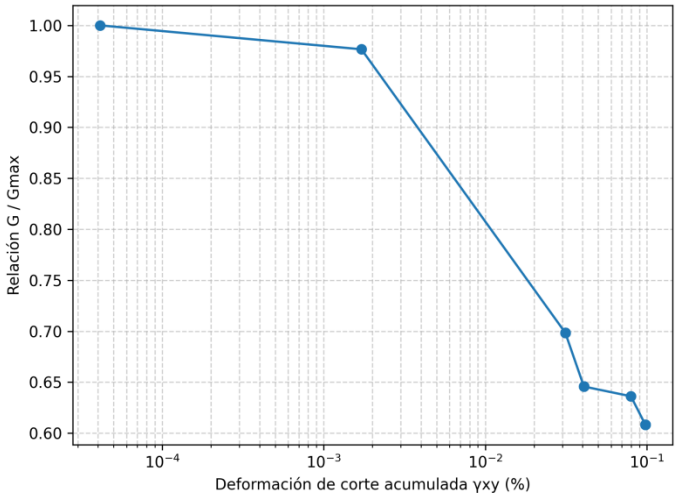

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

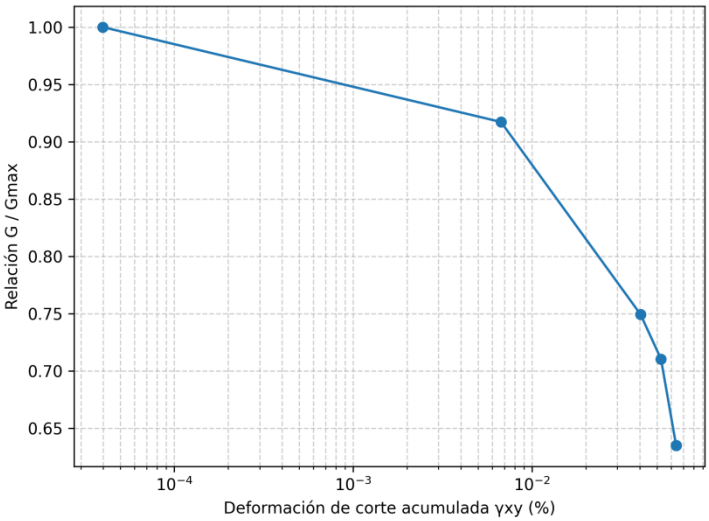

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

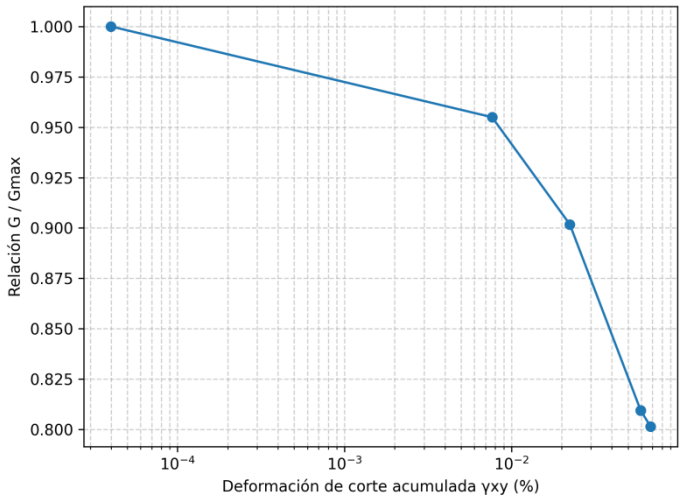

Relación G / Gmax
1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

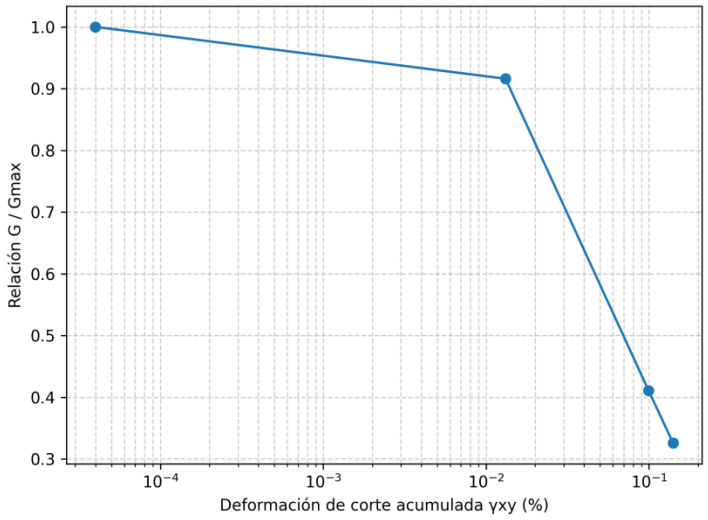

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

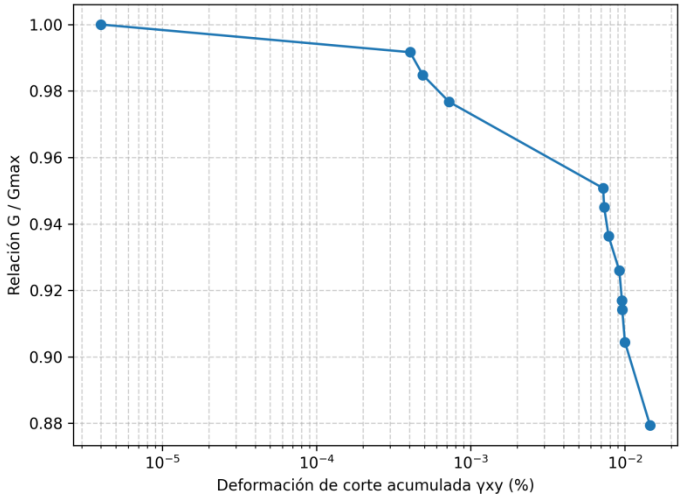

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

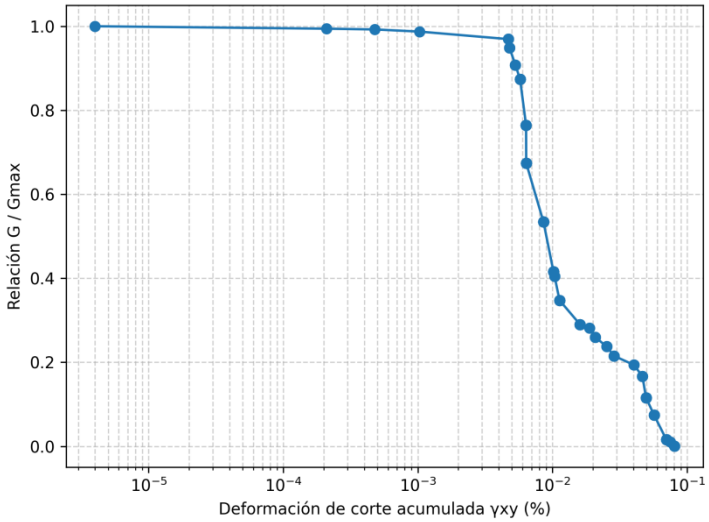

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

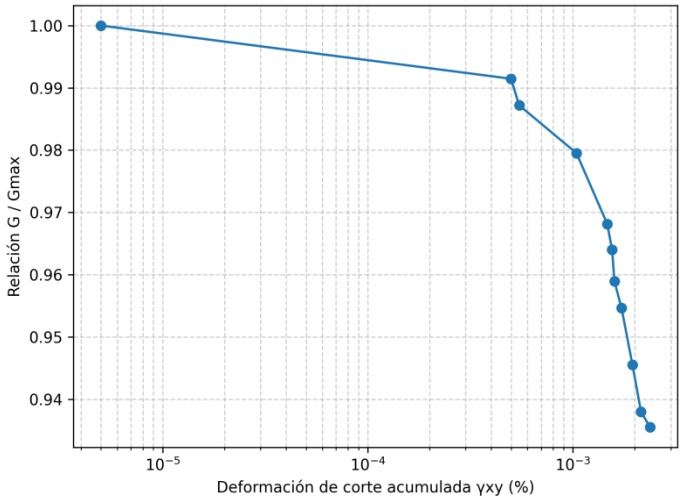

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

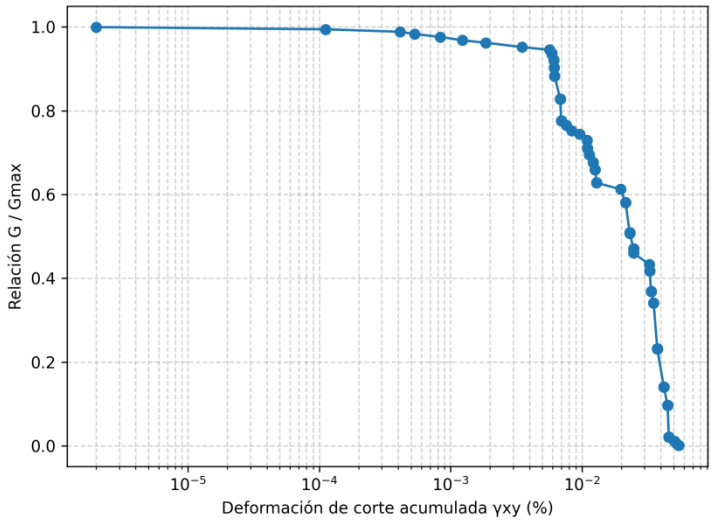

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
0.800
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

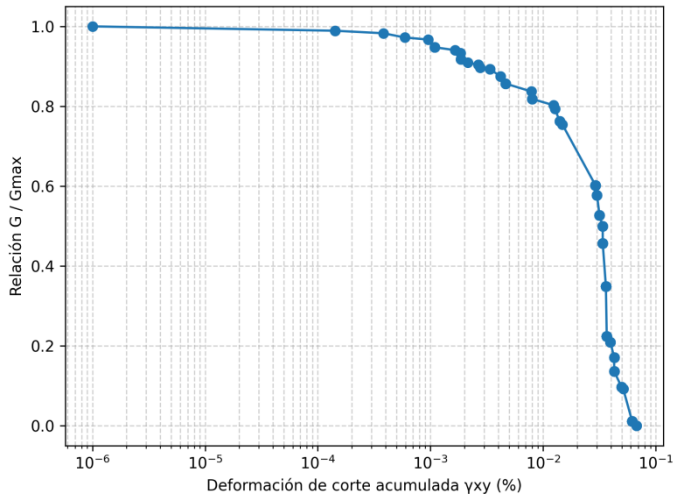

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

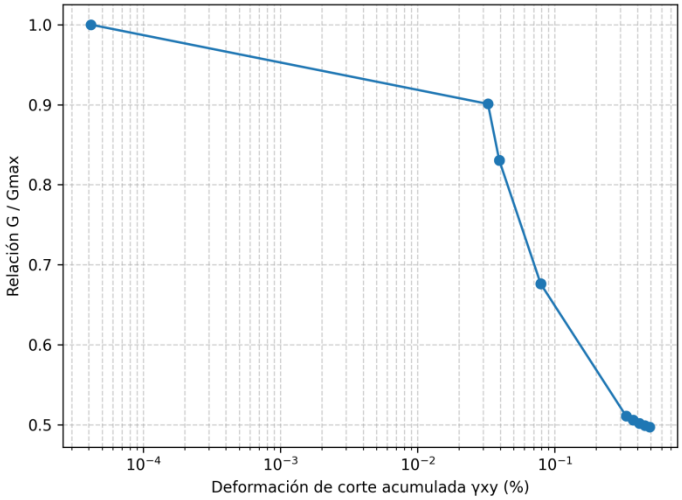

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

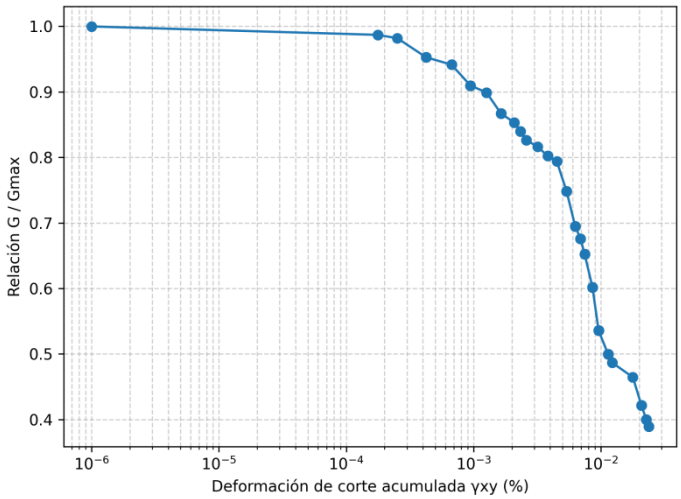

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

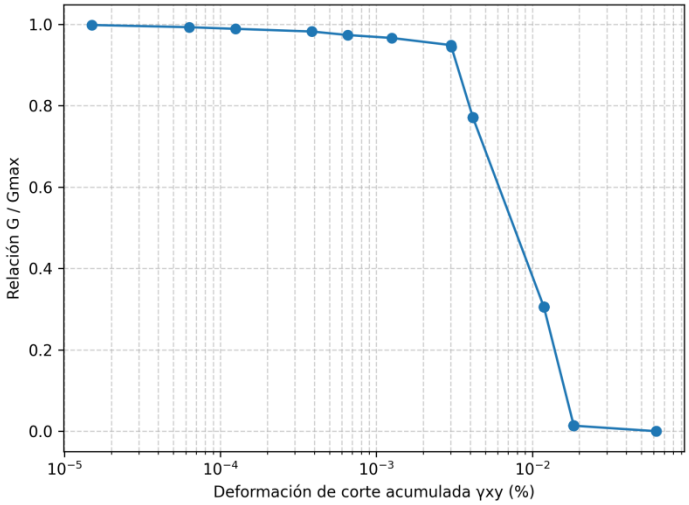

Relación G / Gmax
1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
0.95
0.94
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

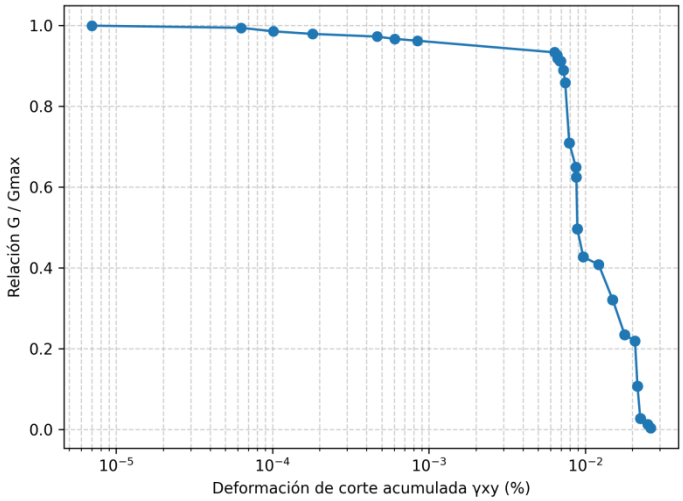

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

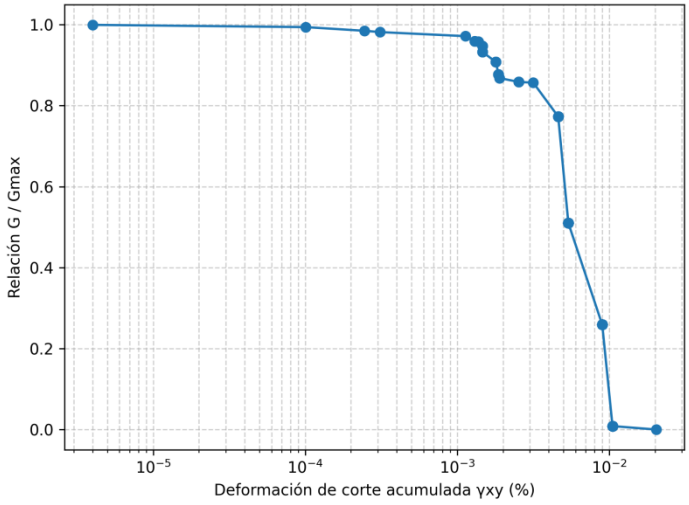

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

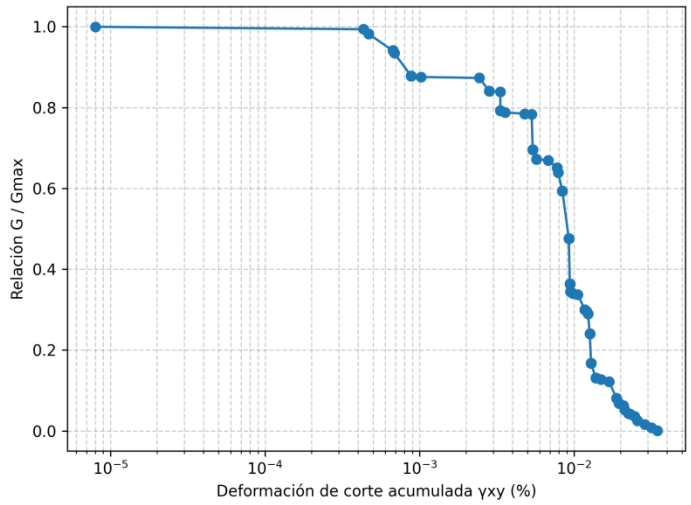

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

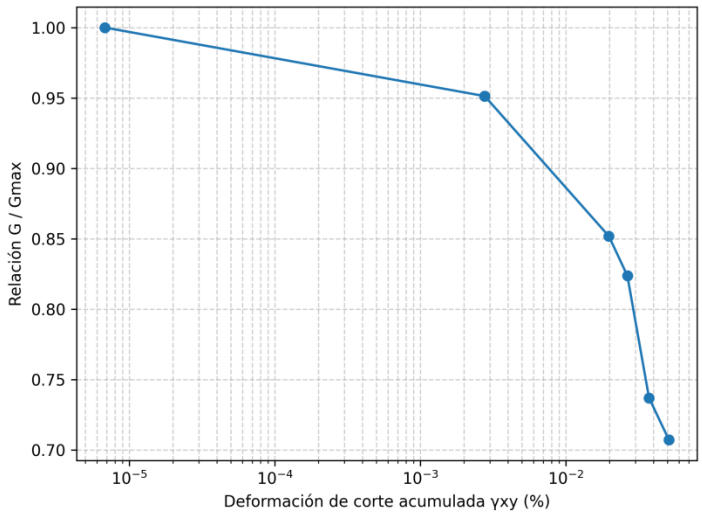

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

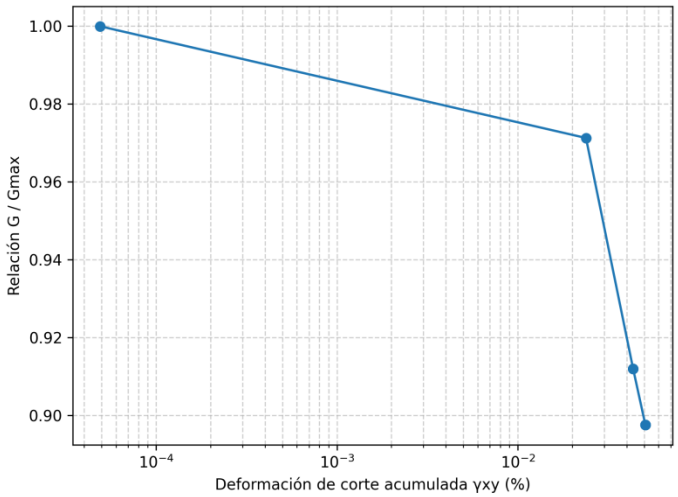

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

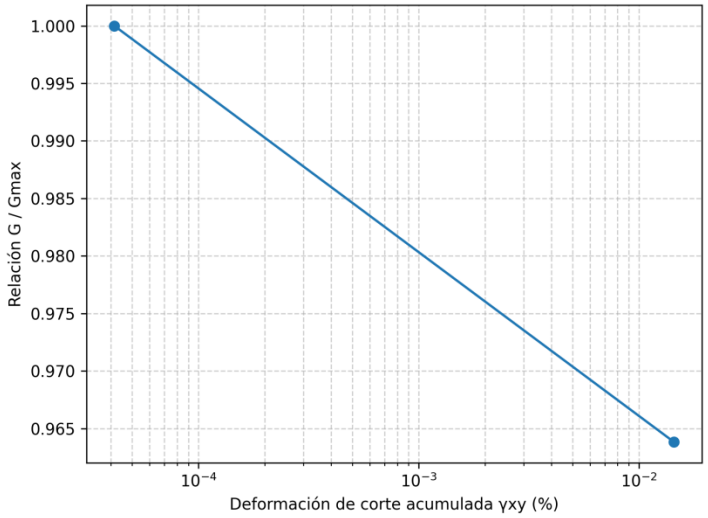

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

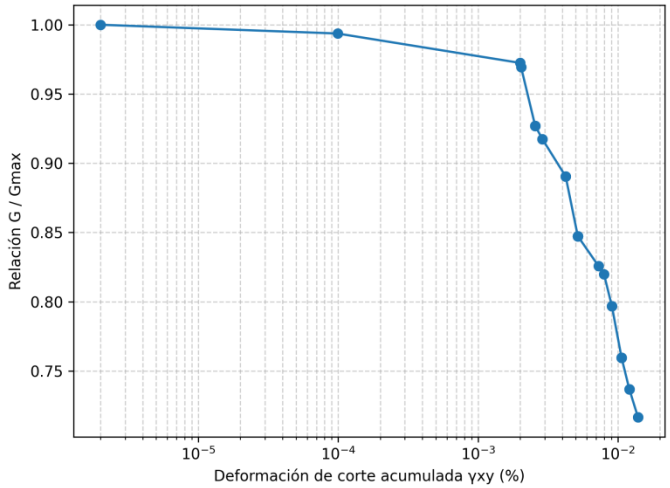

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

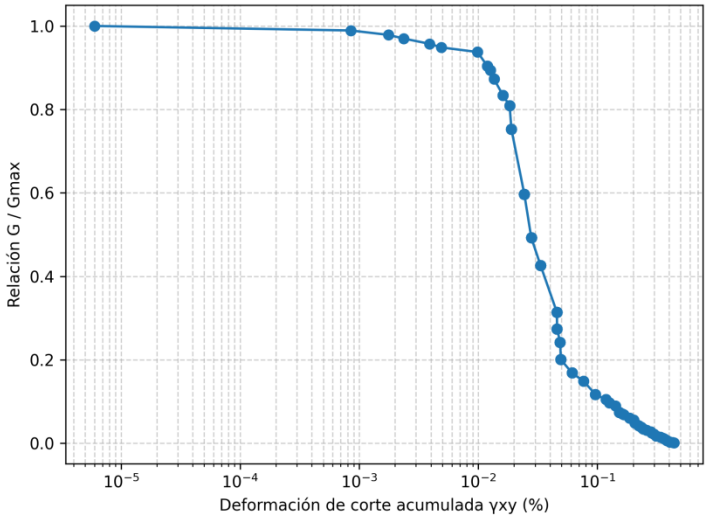

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

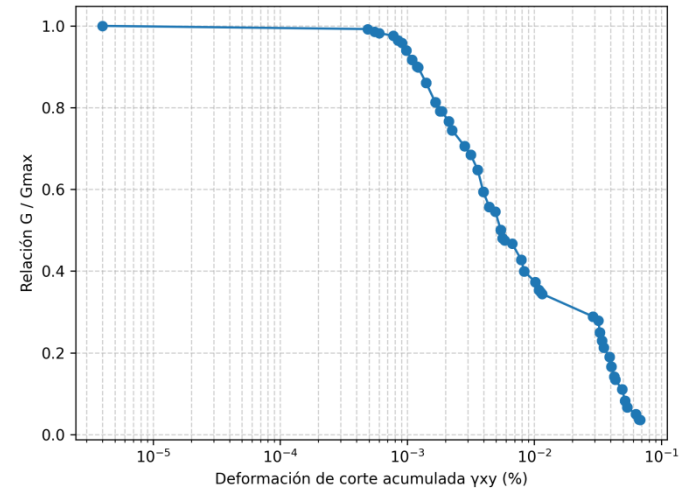

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

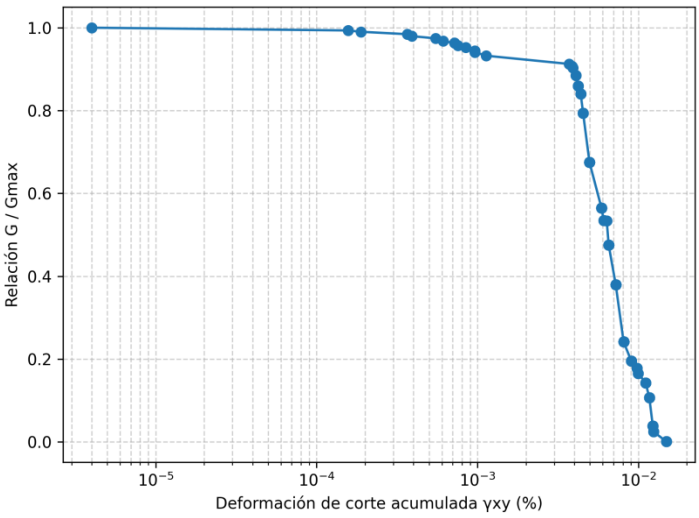

Relación G / Gmax
1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

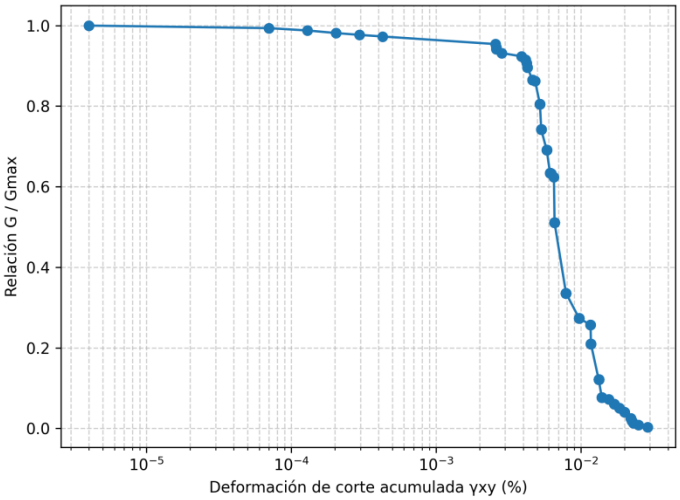

1.000
0.995
0.990
0.985
0.980
0.975
0.970
0.965
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

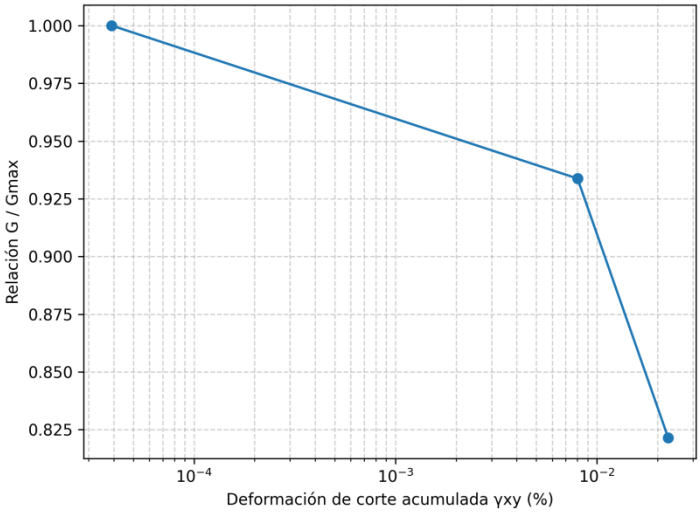

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

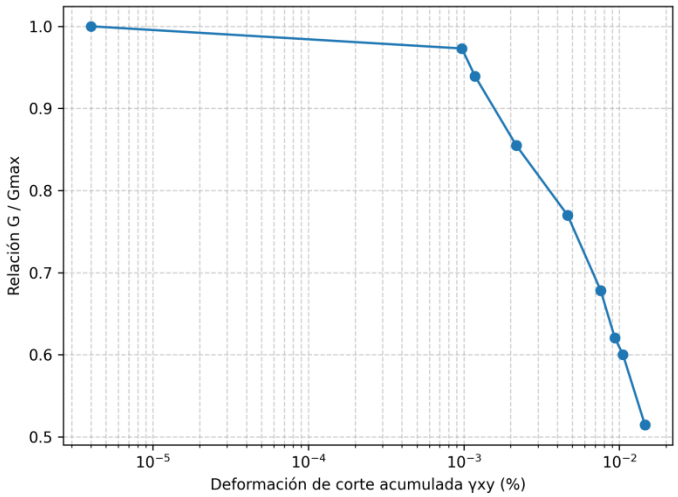

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

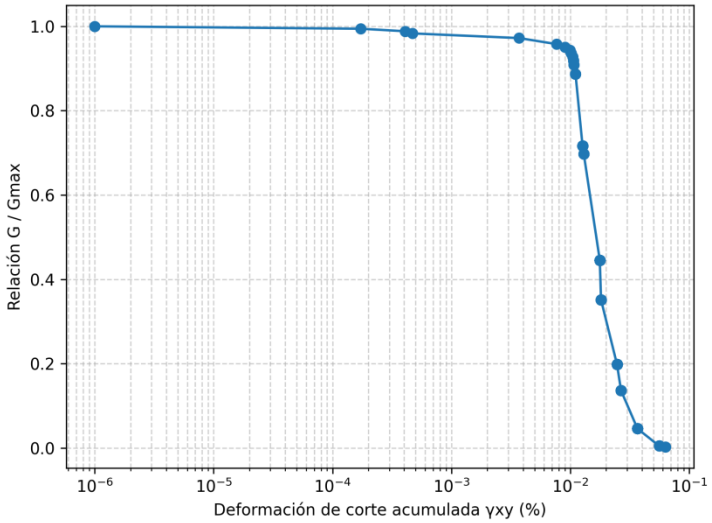

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

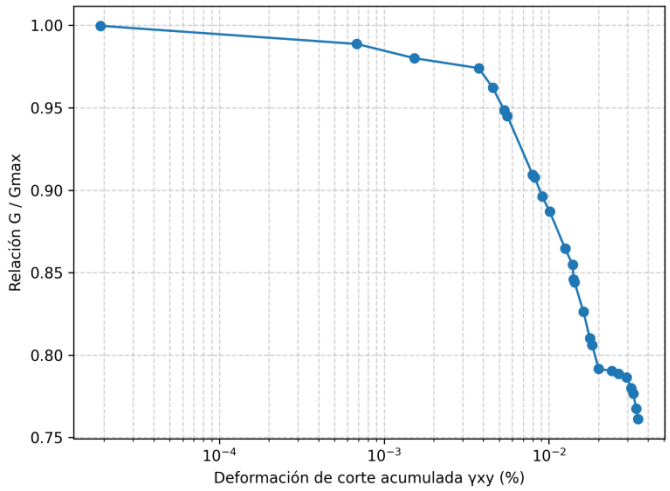

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

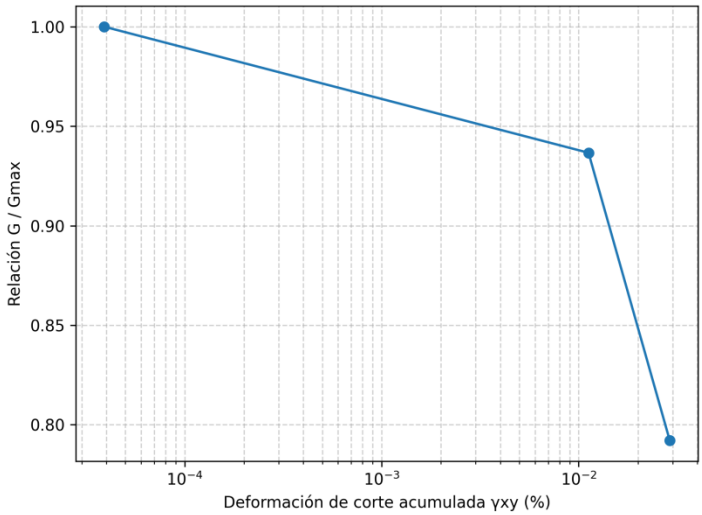

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

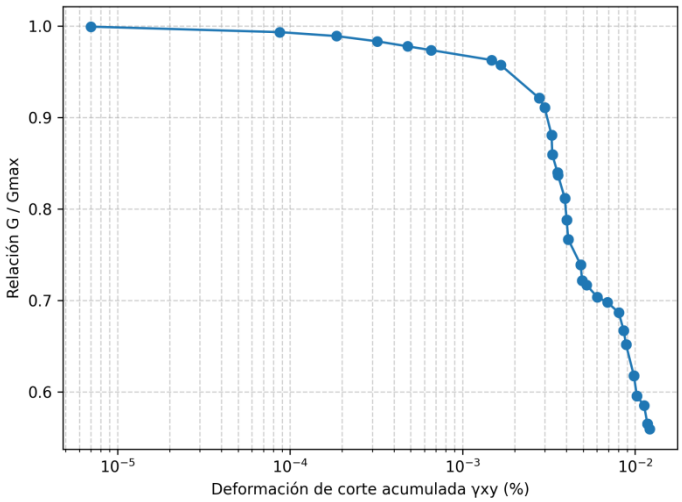

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

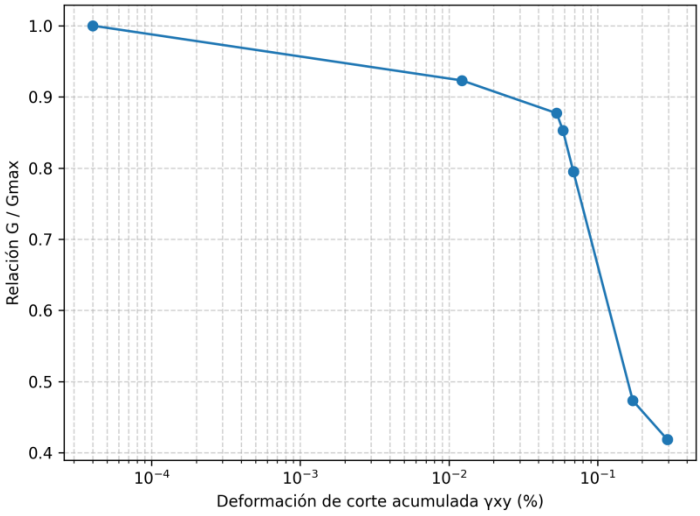

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

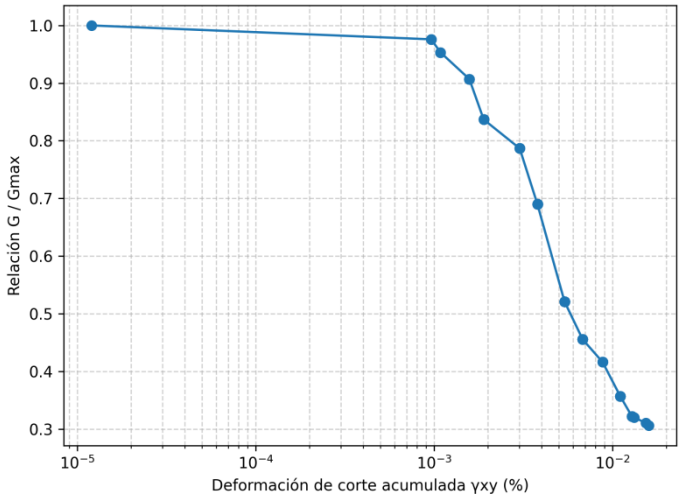

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

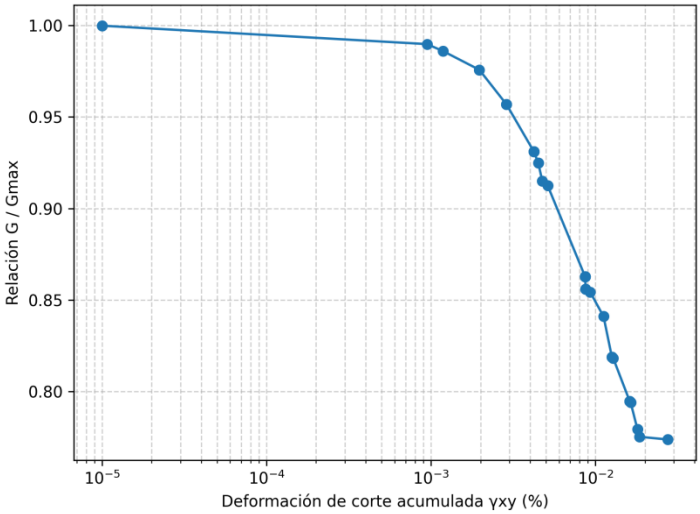

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

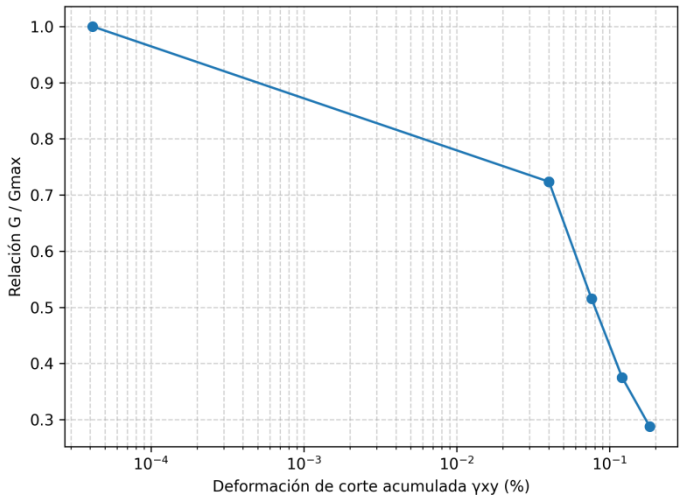

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

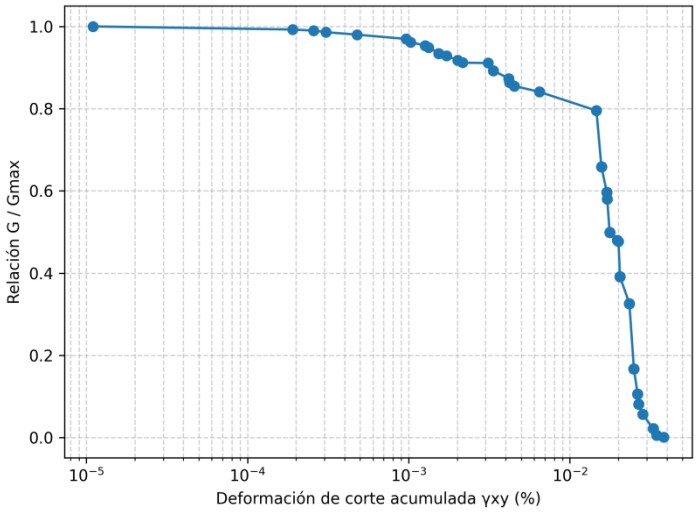

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

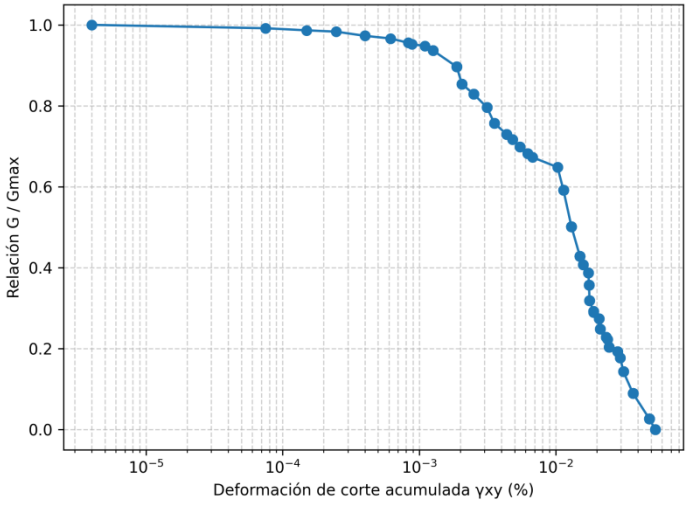

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

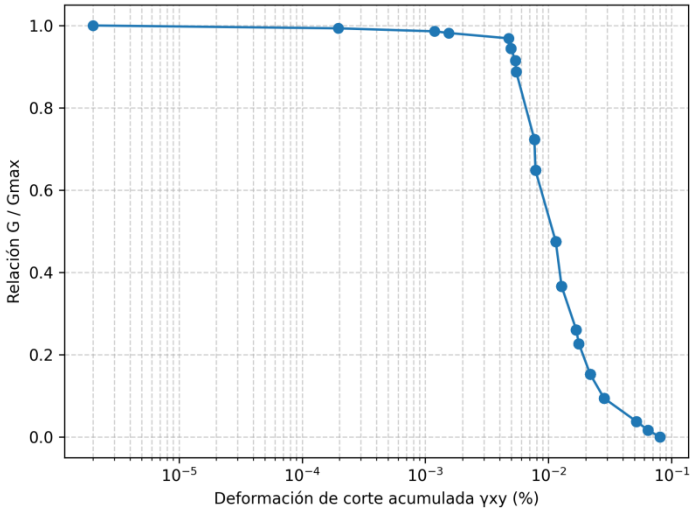

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

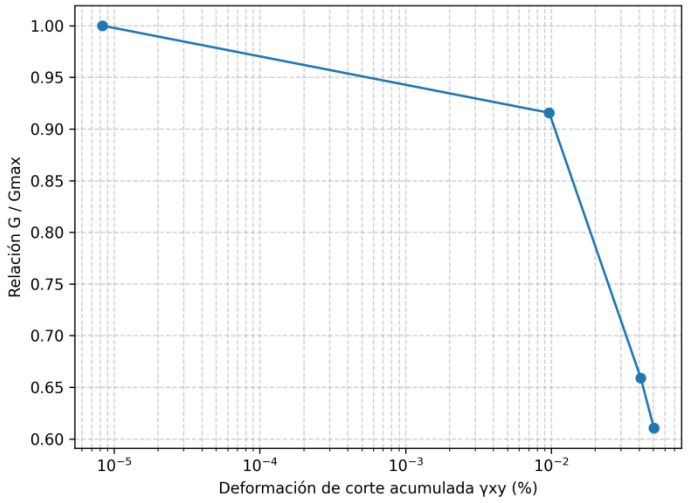

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

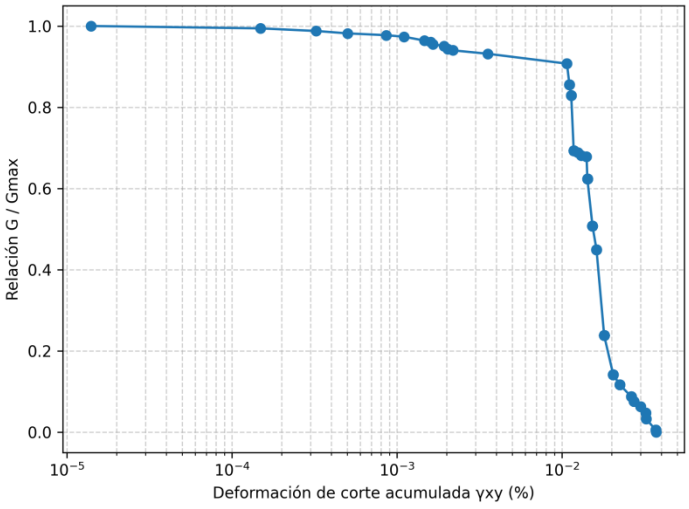

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

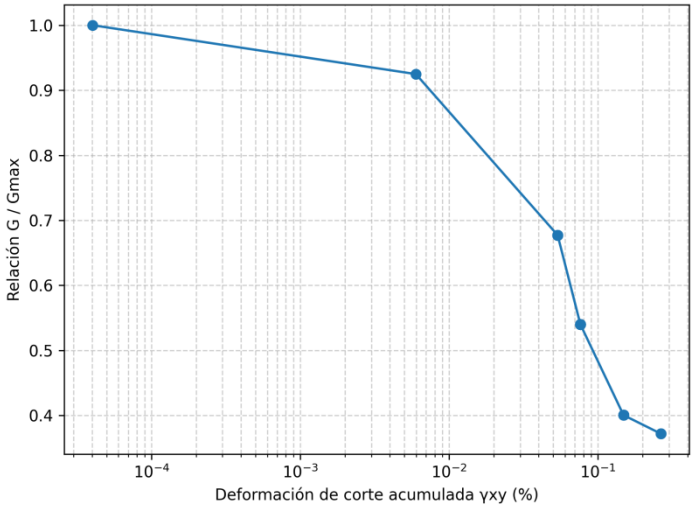

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

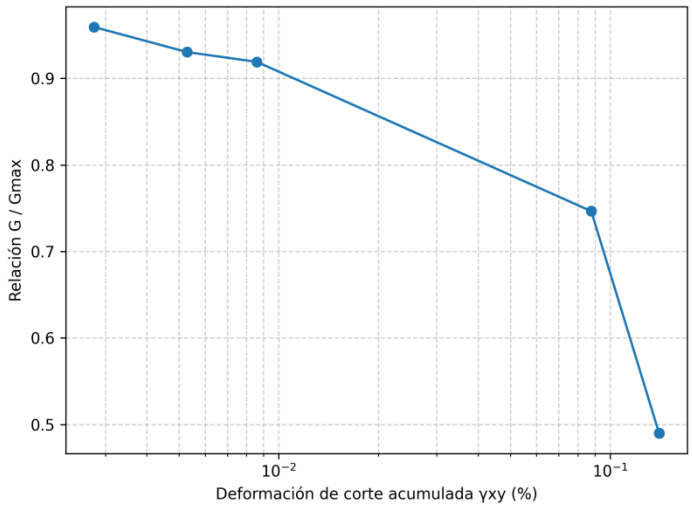

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

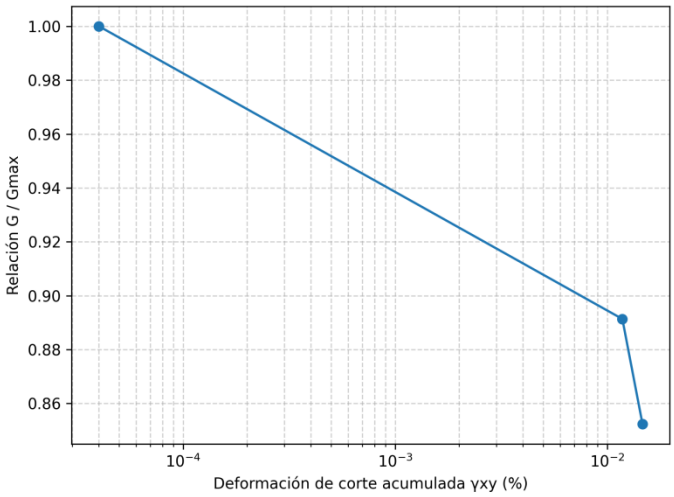

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

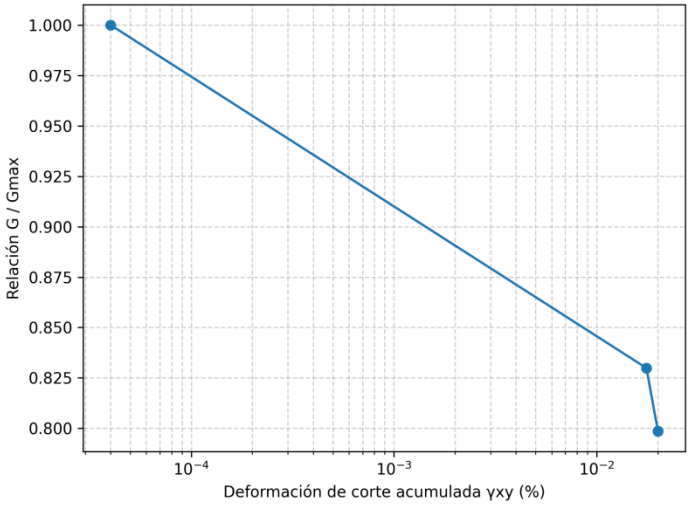

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

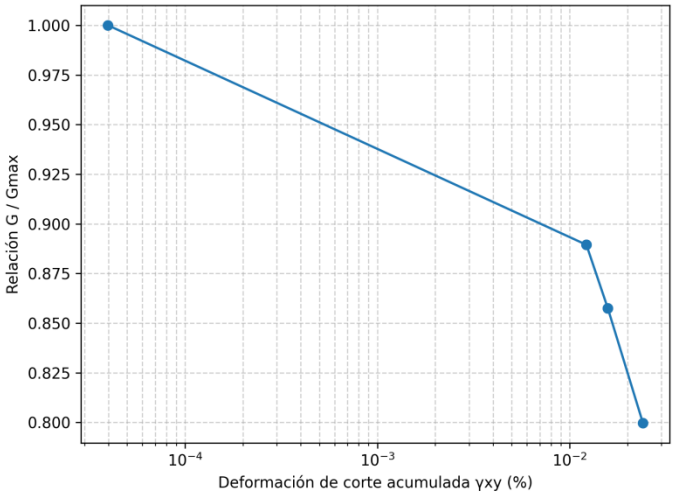

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

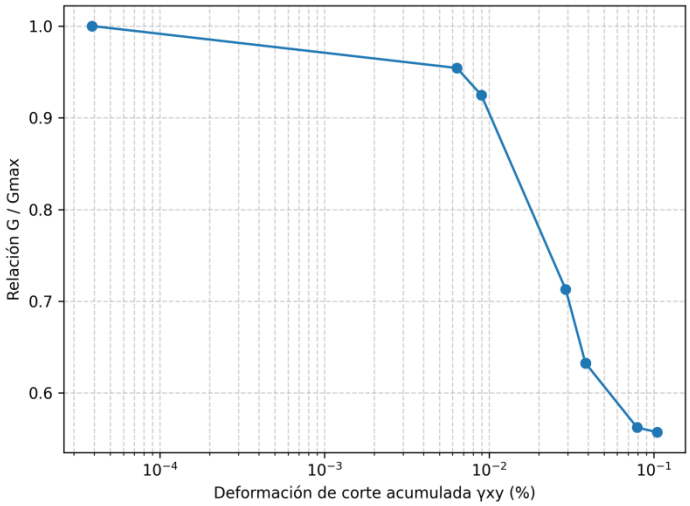

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

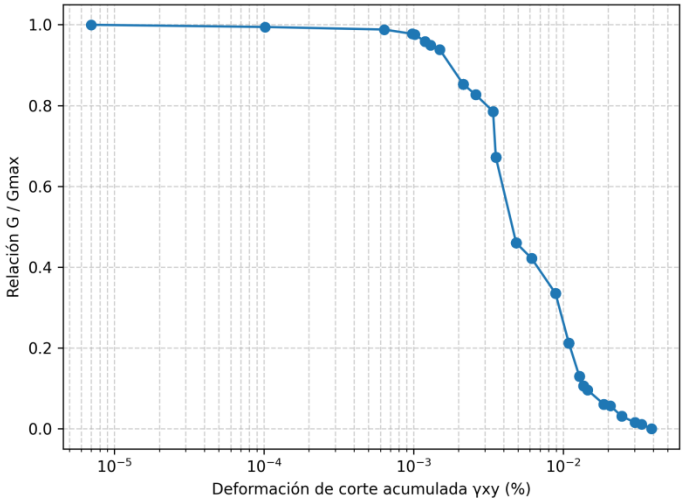

Relación G / Gmax
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

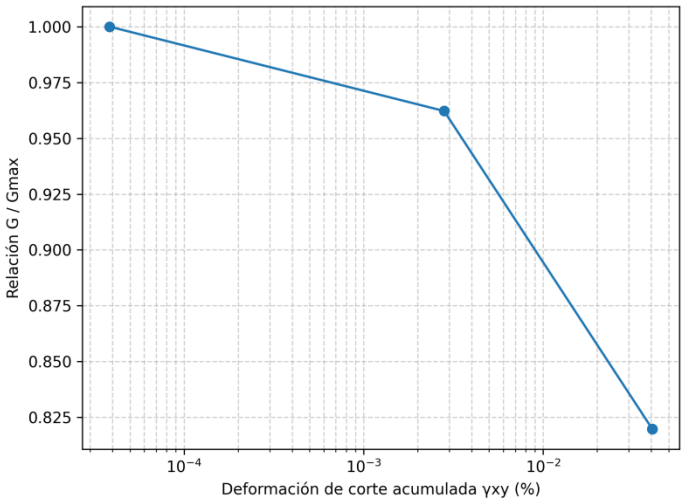

Relación G / Gmax
1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
0.86
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

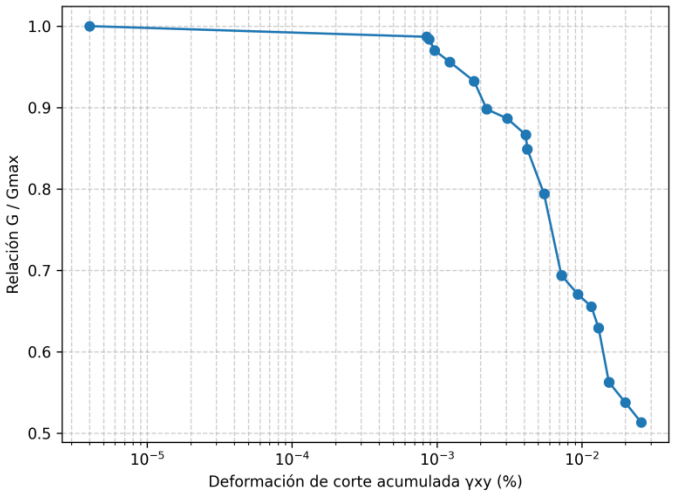

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
0.800
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

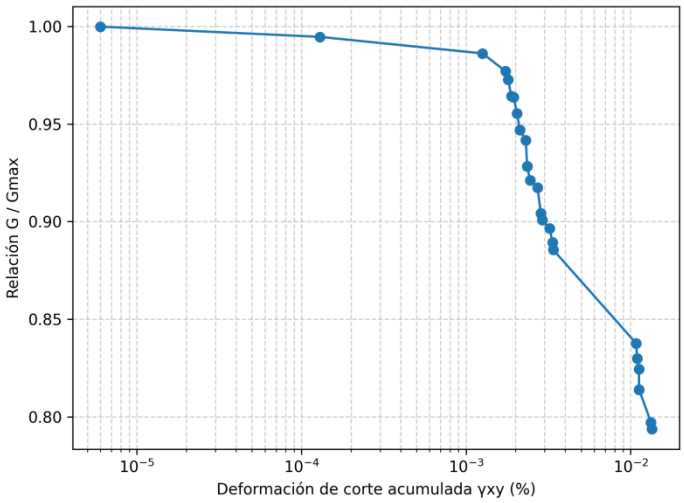

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
0.800
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

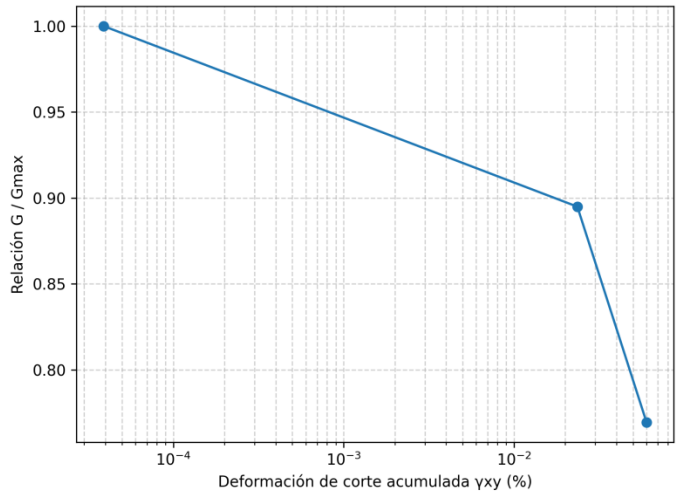

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

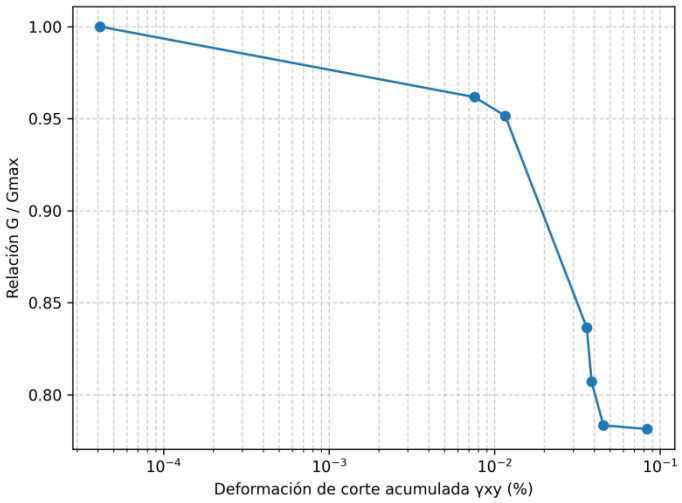

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

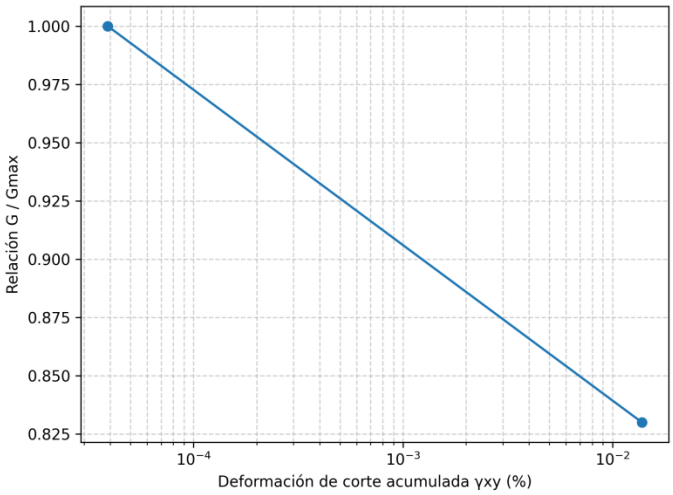

Relación G / Gmax
1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

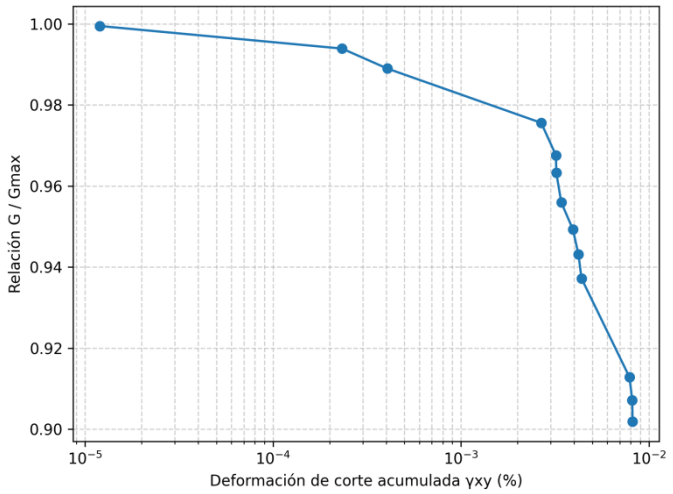

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

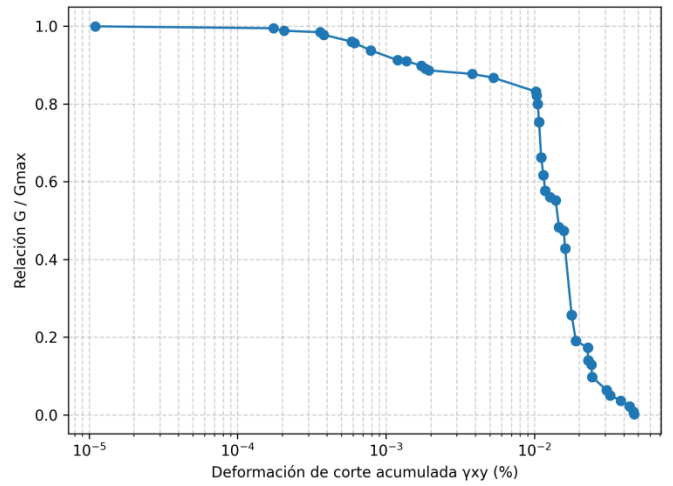

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

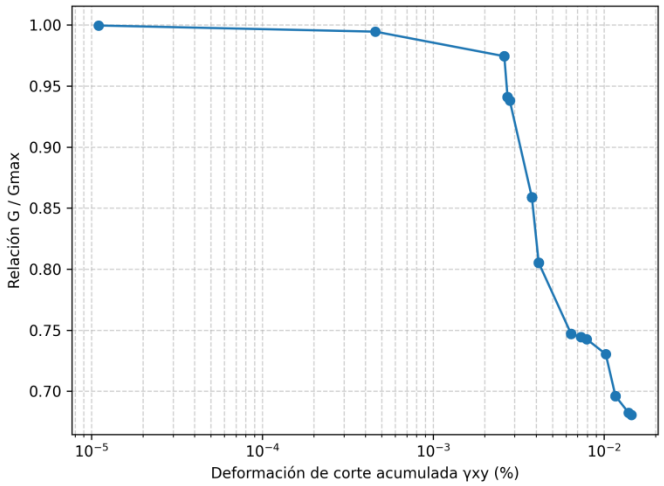

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

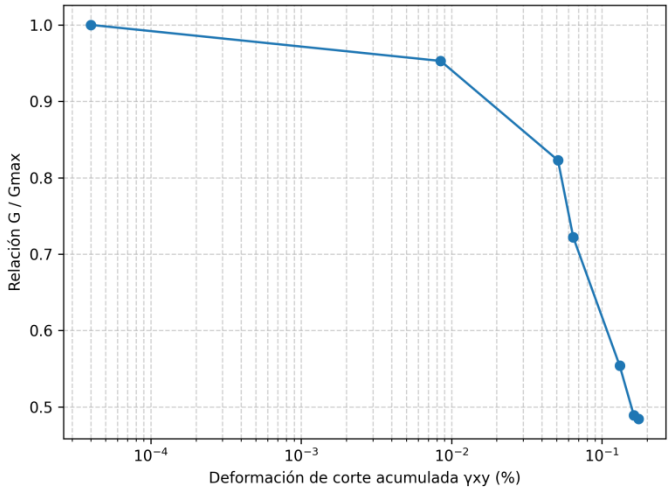

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

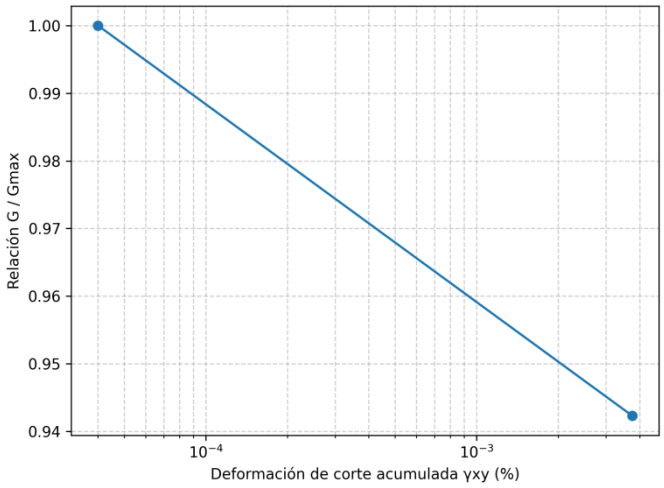

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

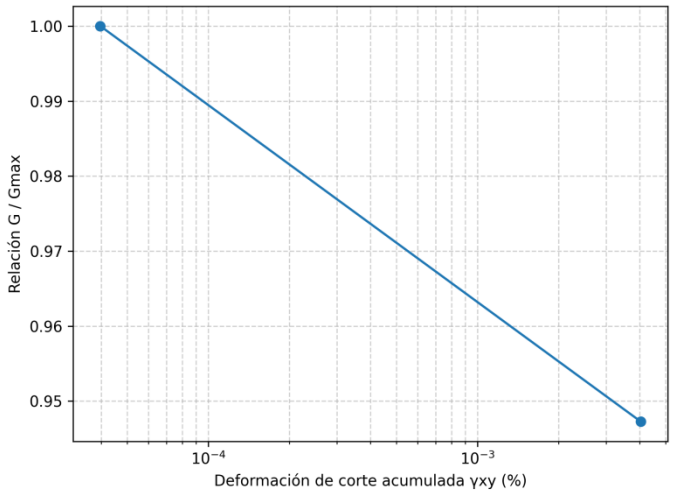

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

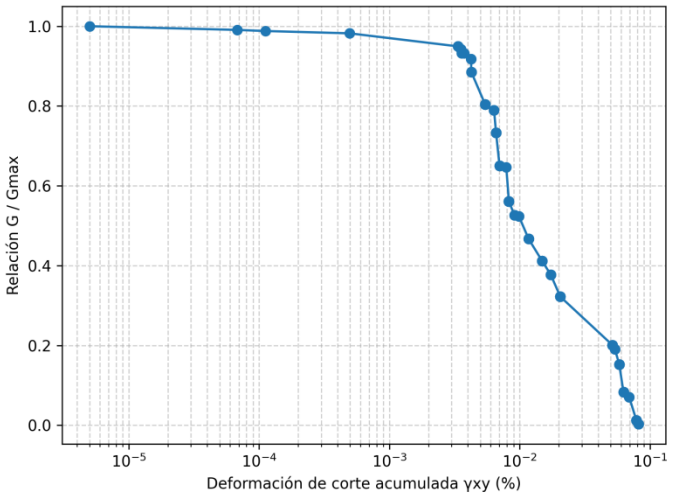

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

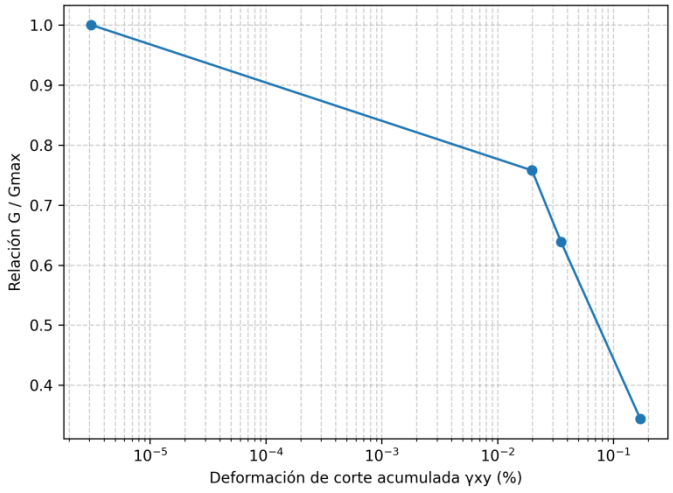

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

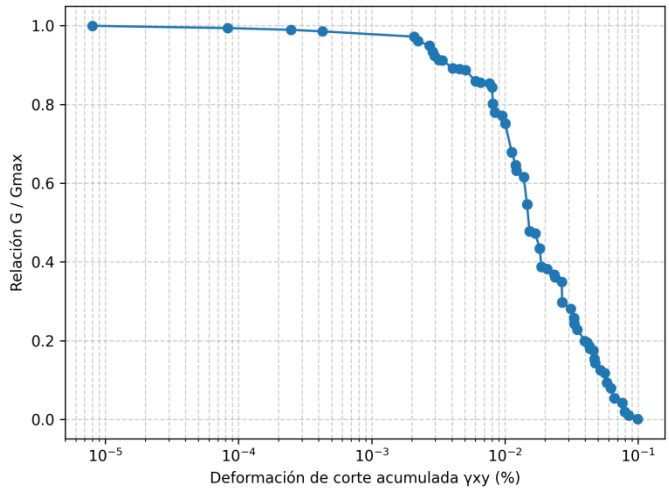

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

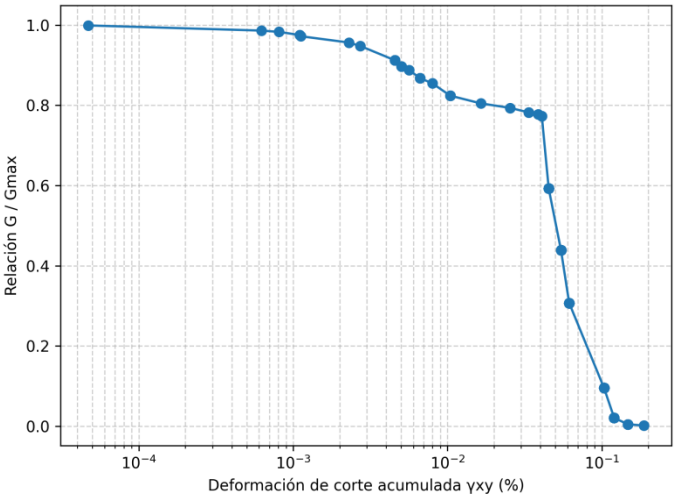

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
0.95
0.94
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

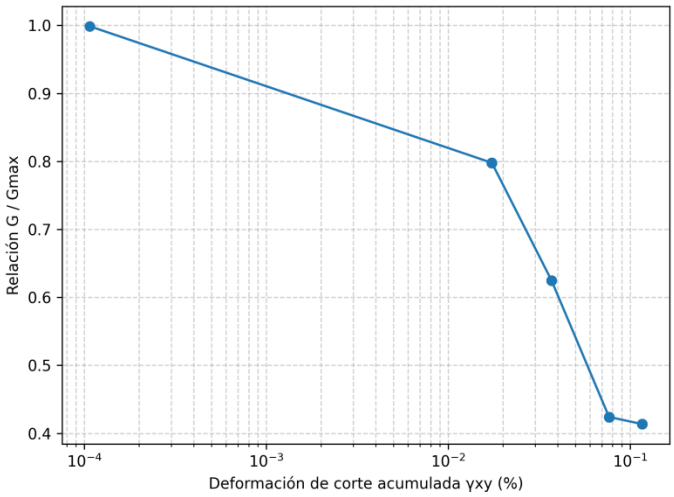

1.00
0.99
0.98
0.97
0.96
0.95
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

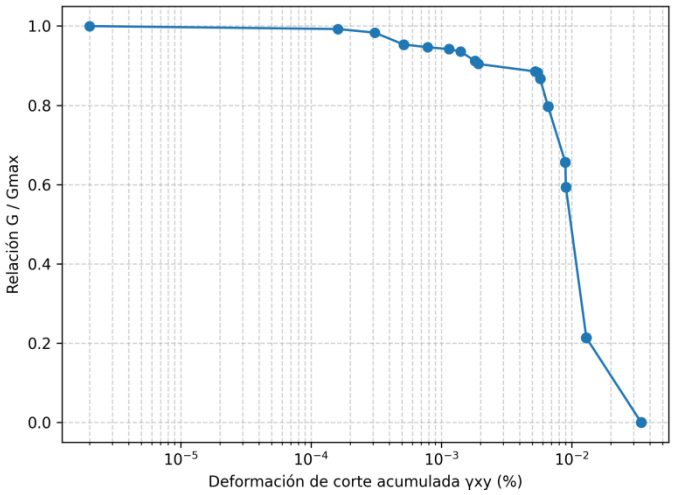

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

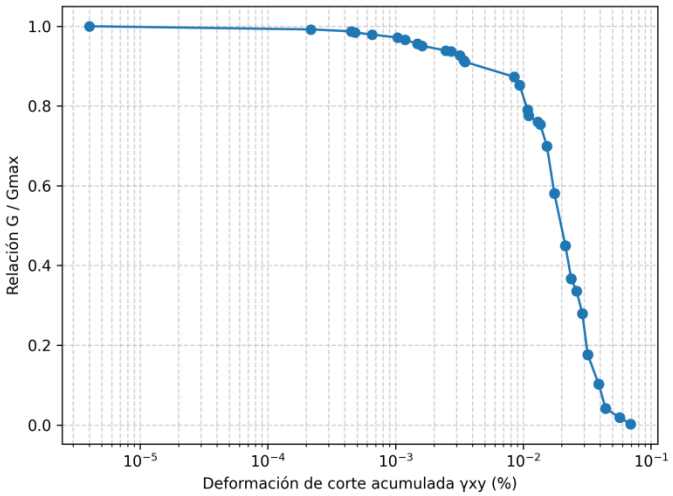

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

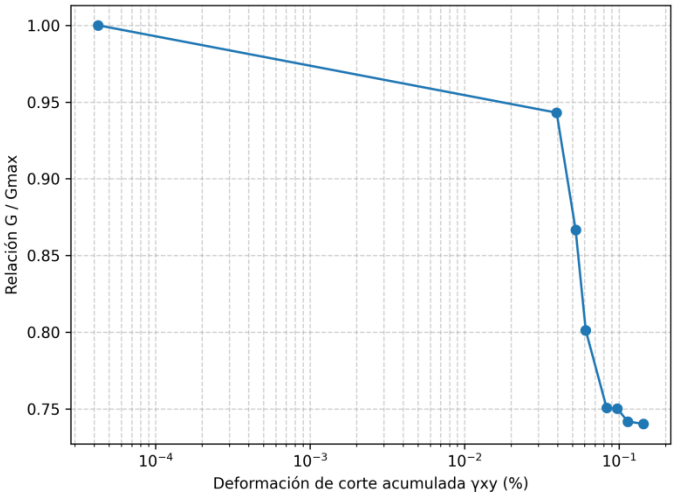

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

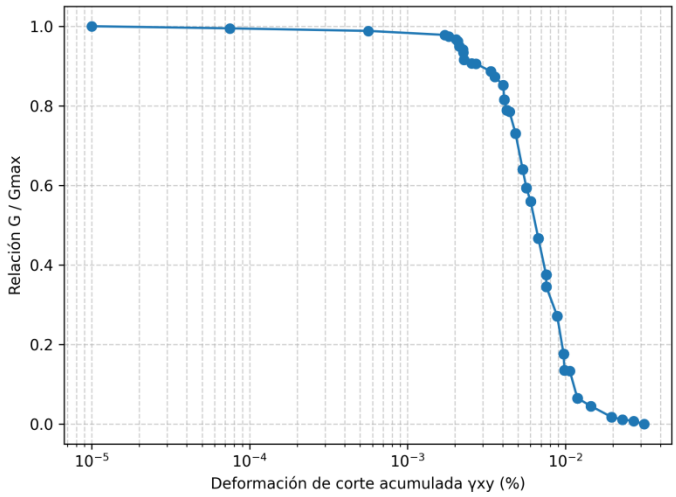

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

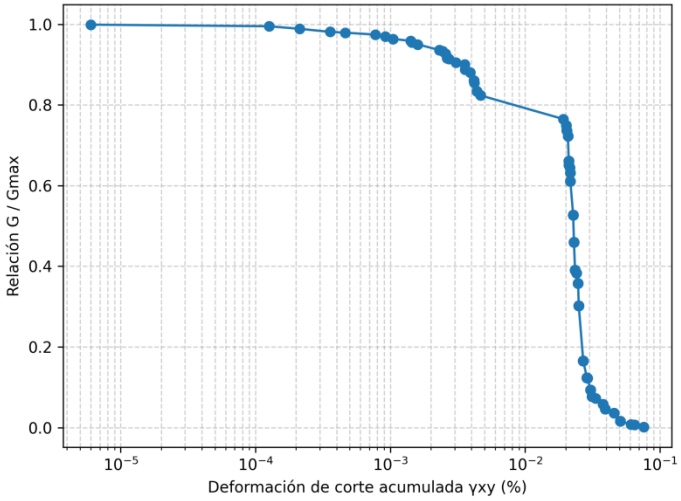

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

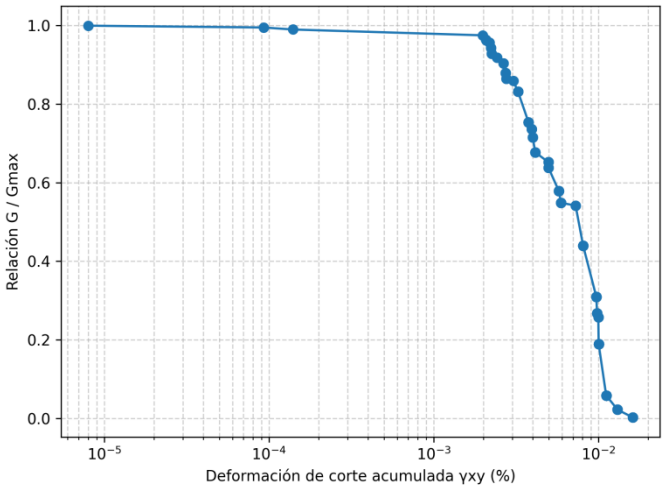

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

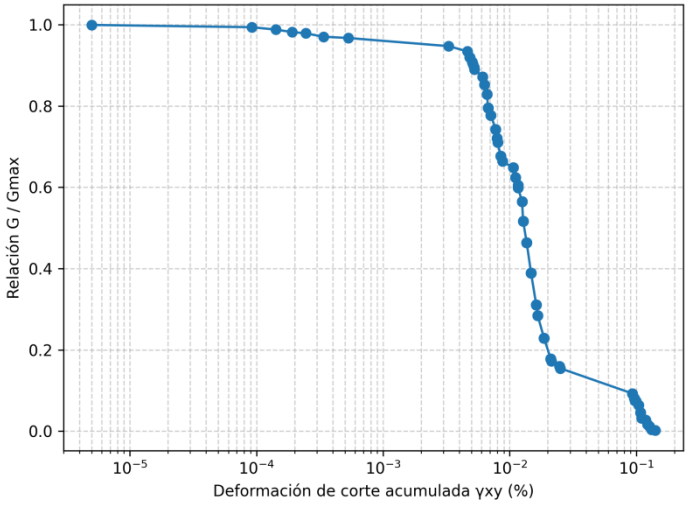

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

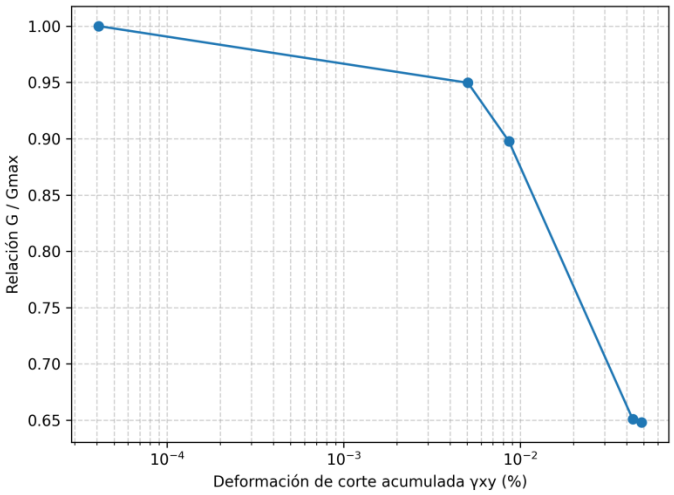

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

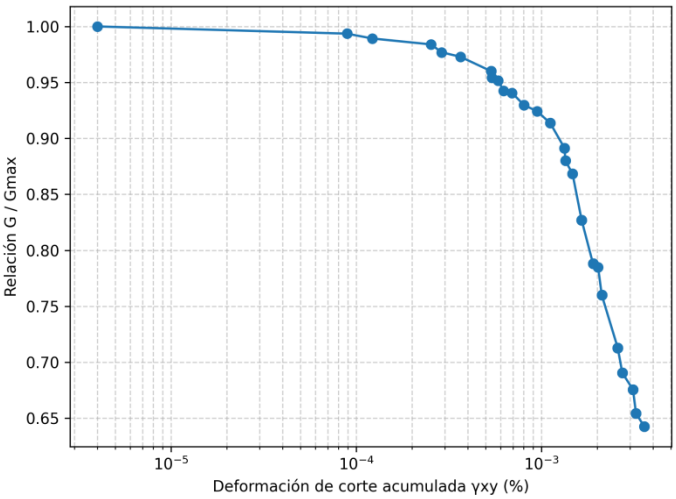

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

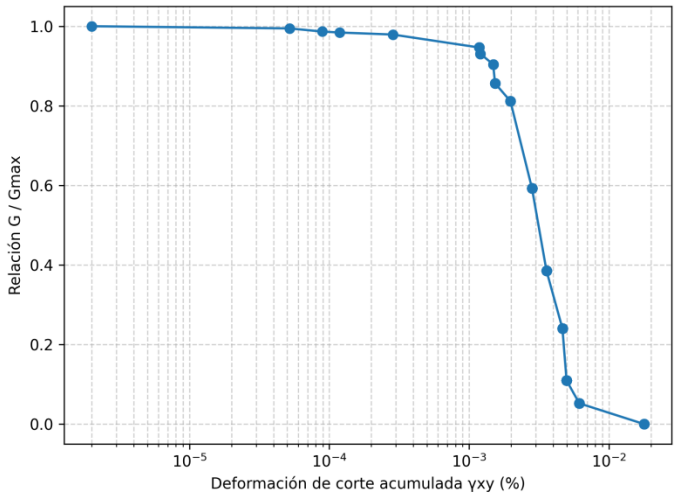

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

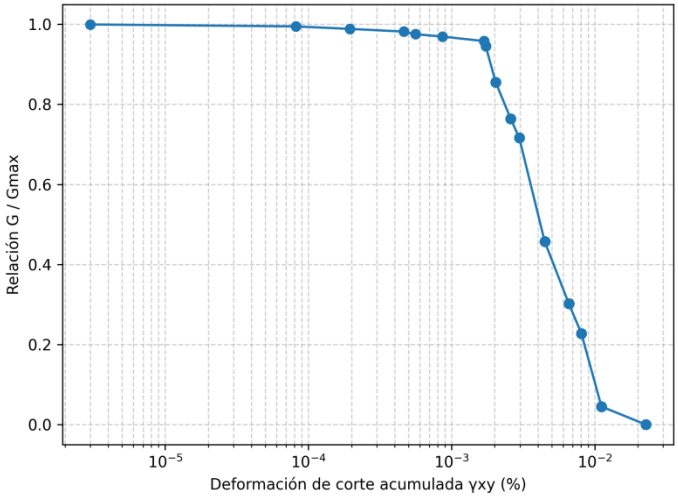

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

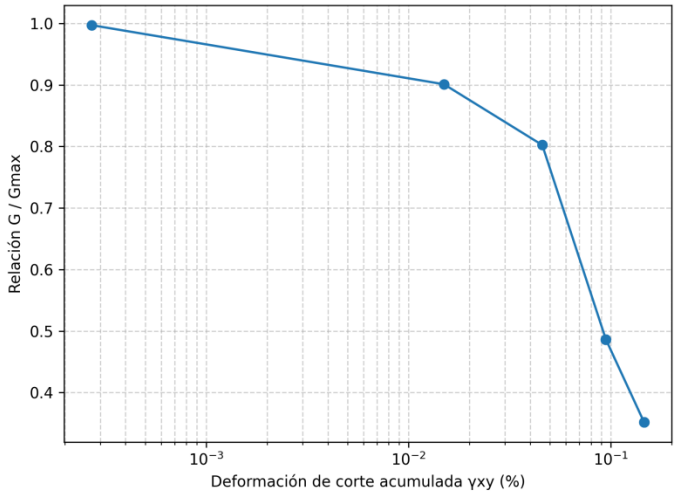

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

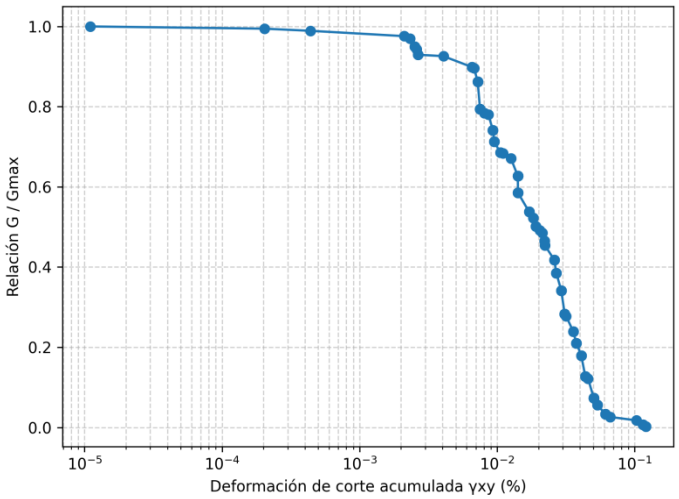

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

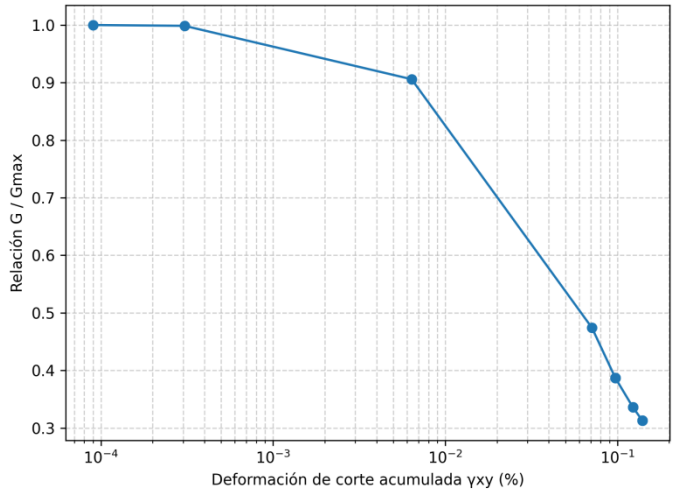

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

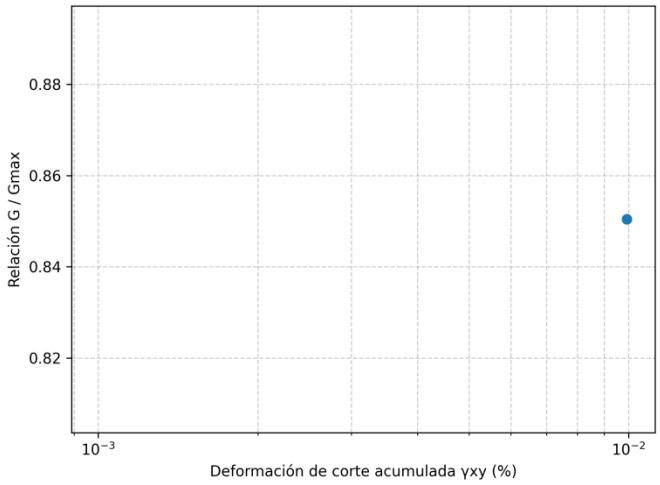

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

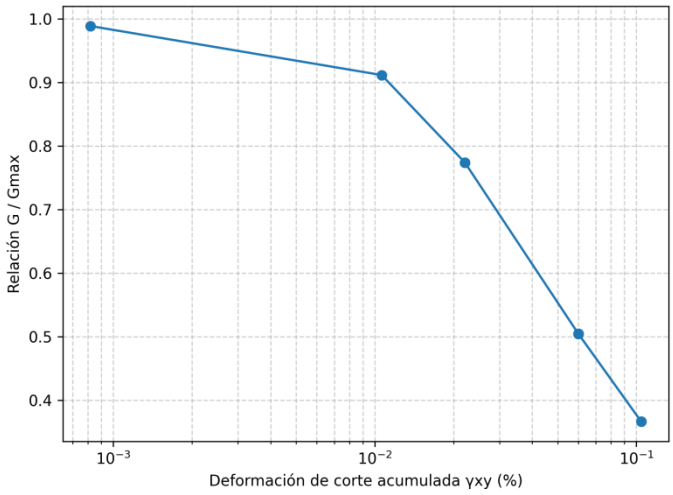

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

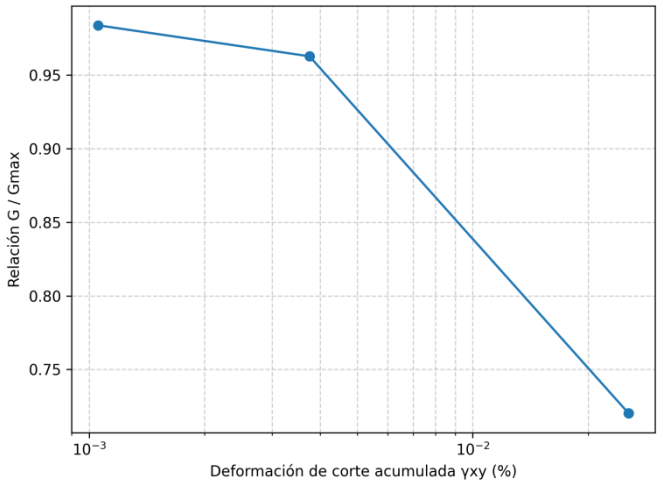

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)


Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

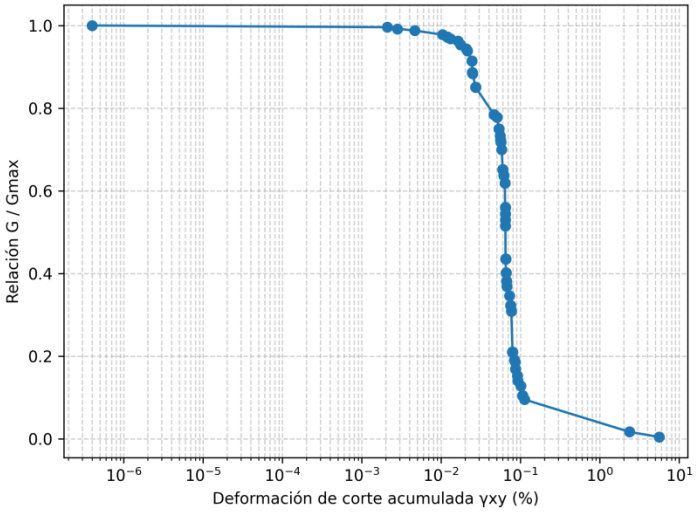

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

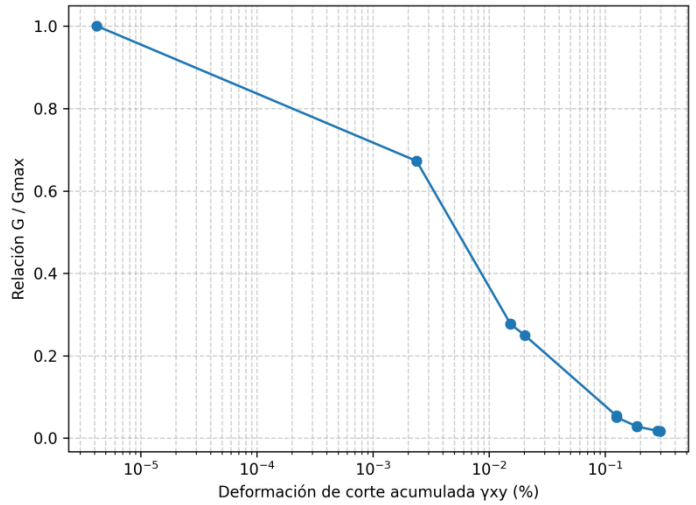

Relación G / Gmax
0.88
0.86
0.84
0.82
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

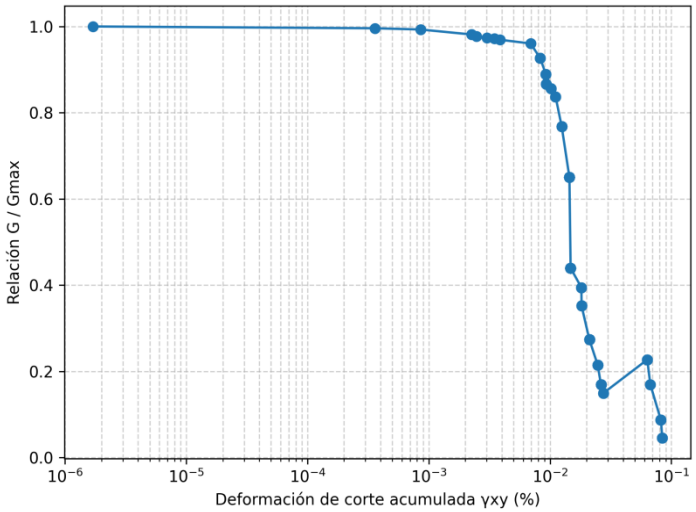


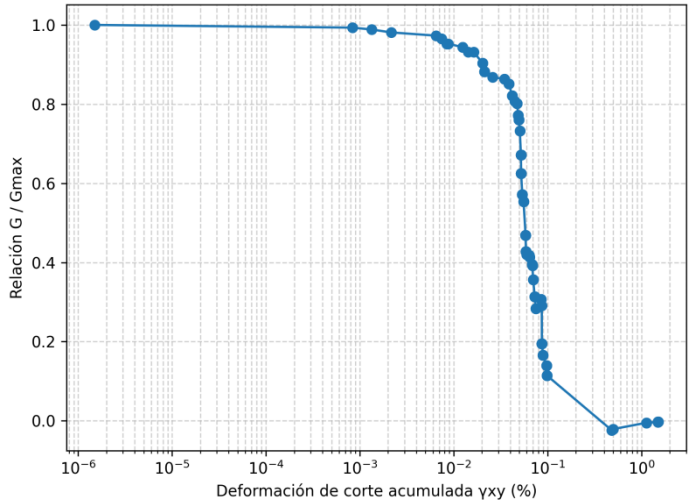


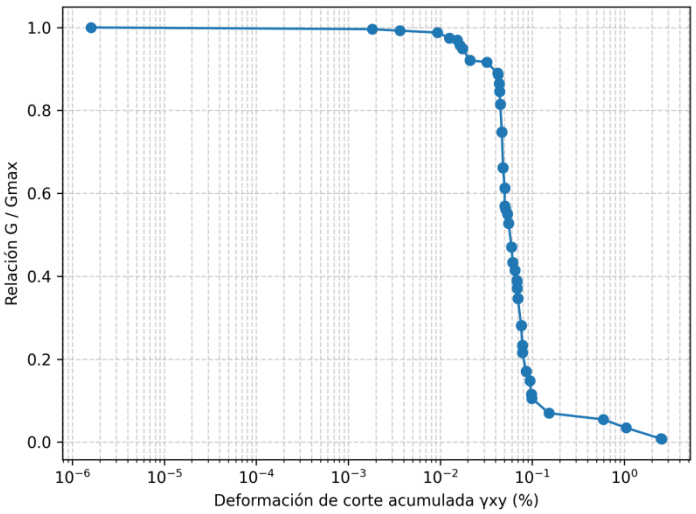
Interface Condición 3; Agua a 12 m.

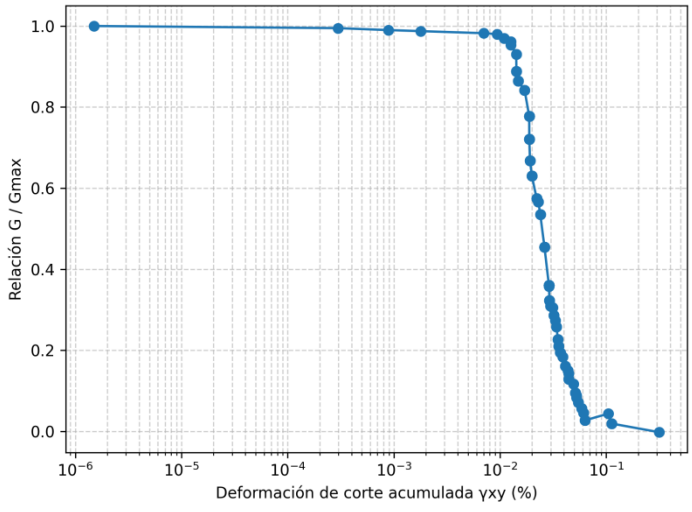

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0} 10^{1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

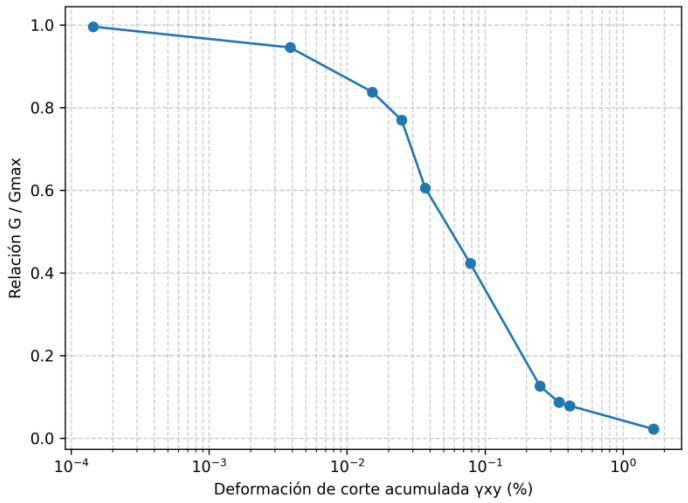

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

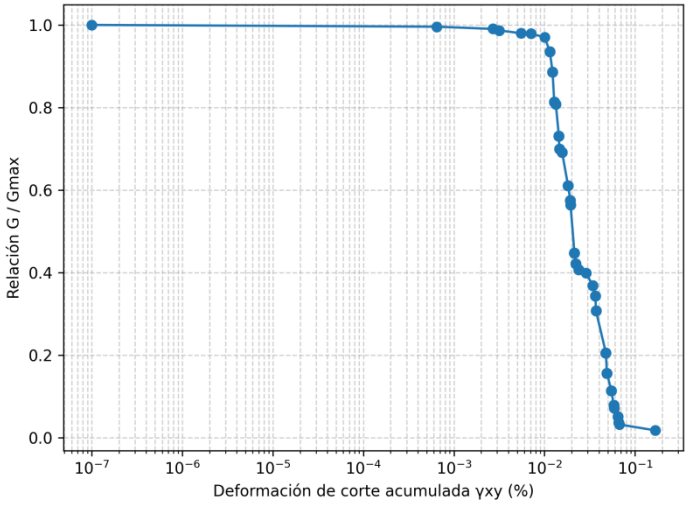

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

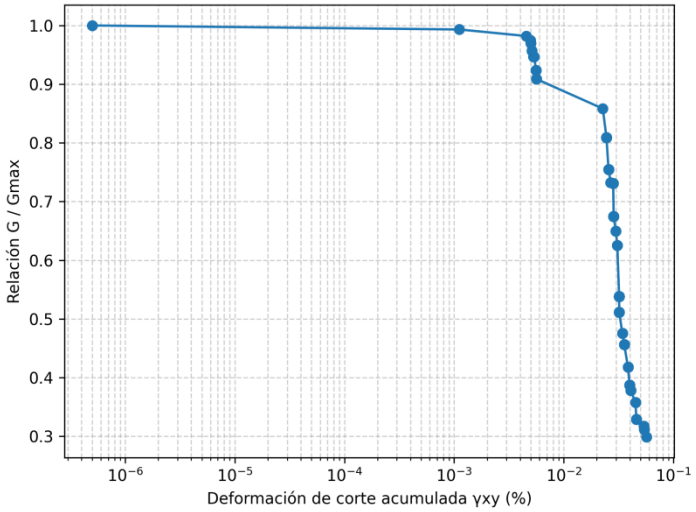

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

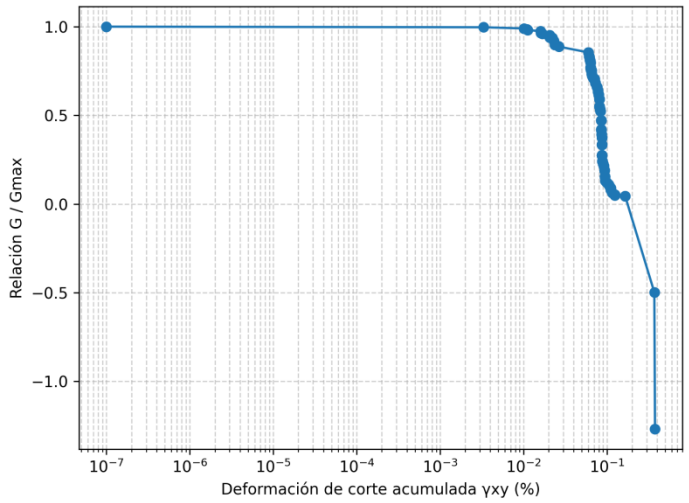

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

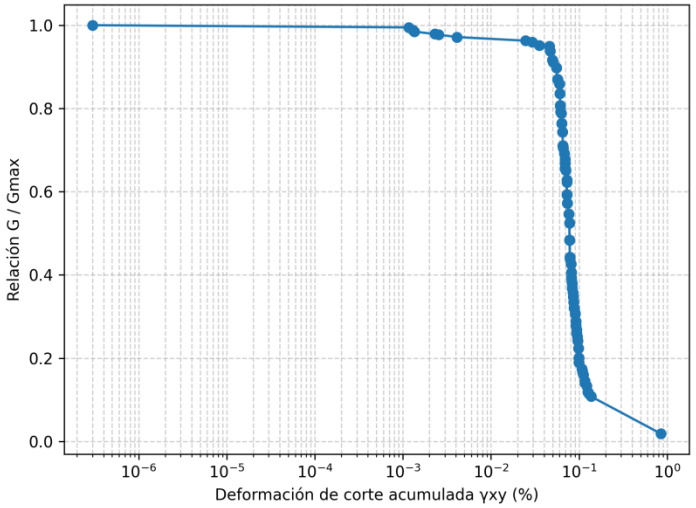

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

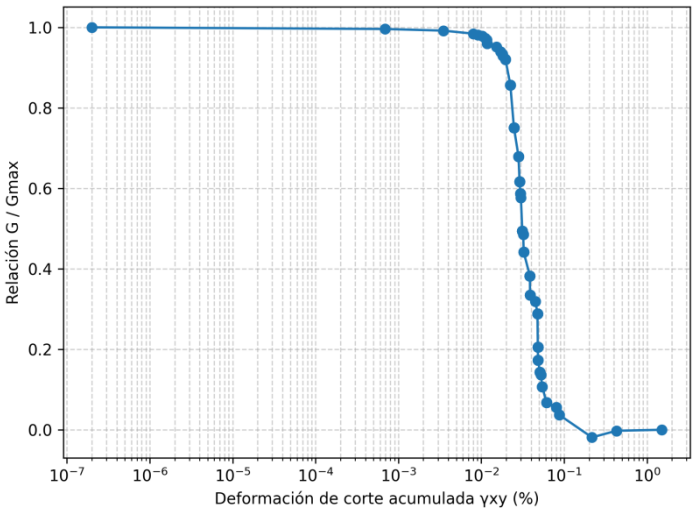

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

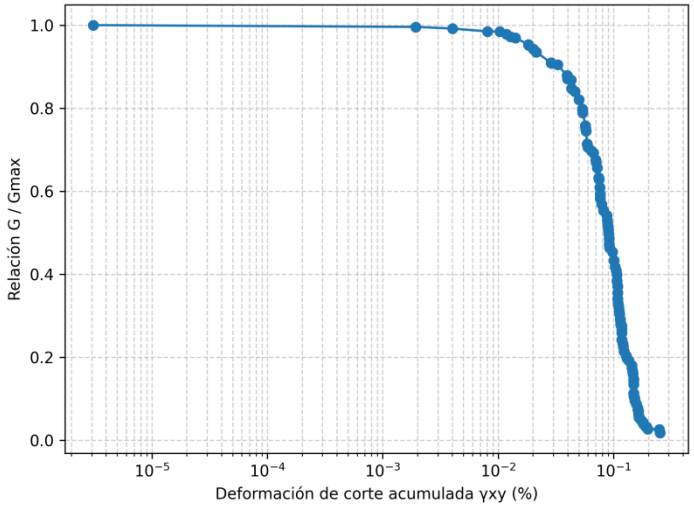

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

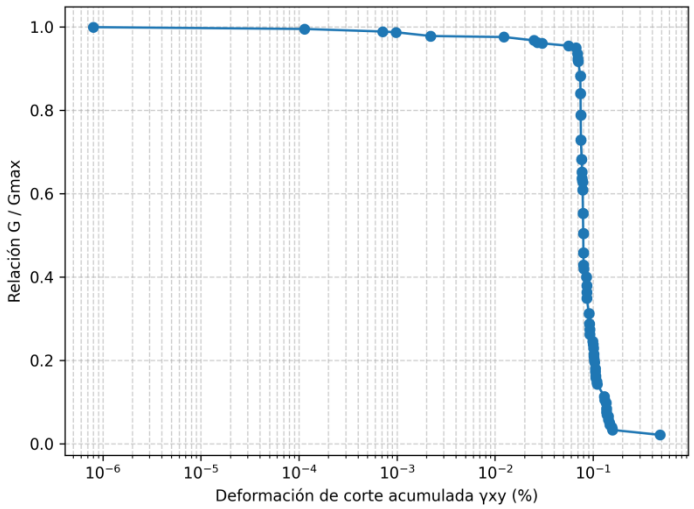

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

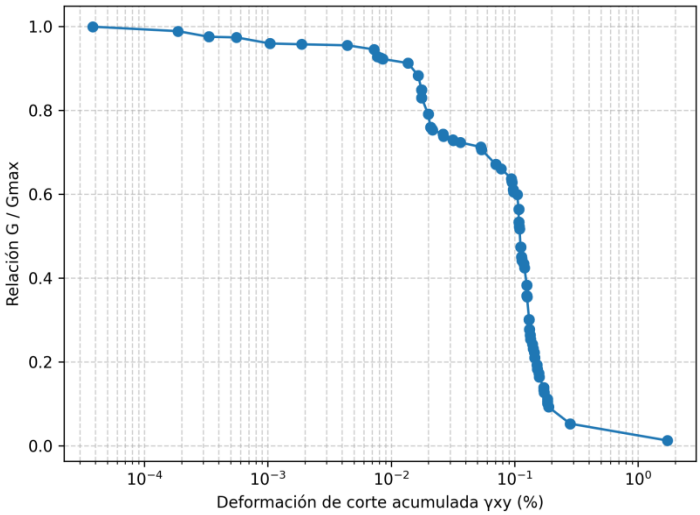

Relación G / Gmax
1.0
0.5
0.0
−0.5
−1.0
10^{-7} 10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

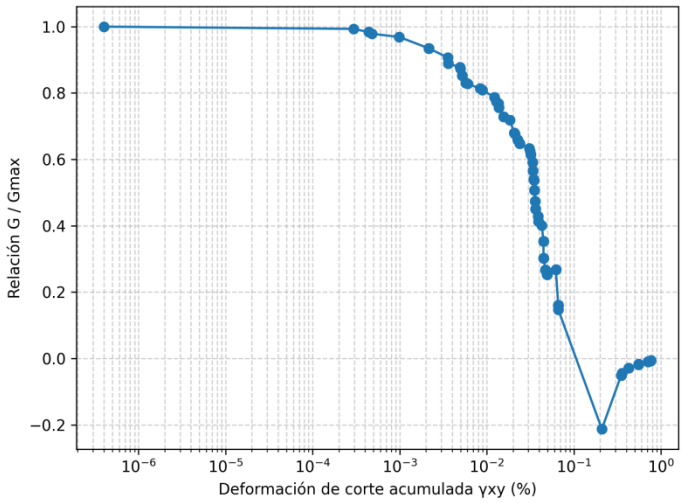

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

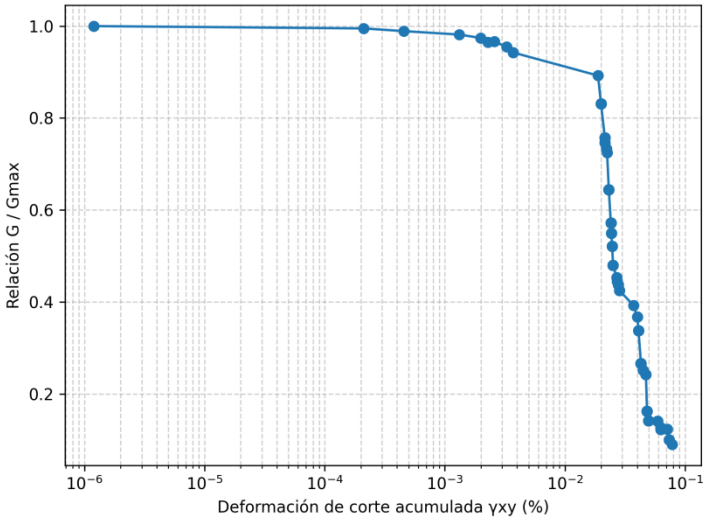

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-7} 10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

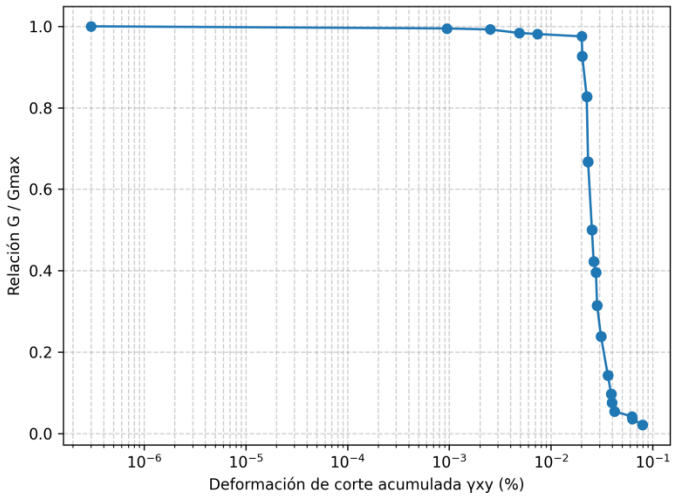

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

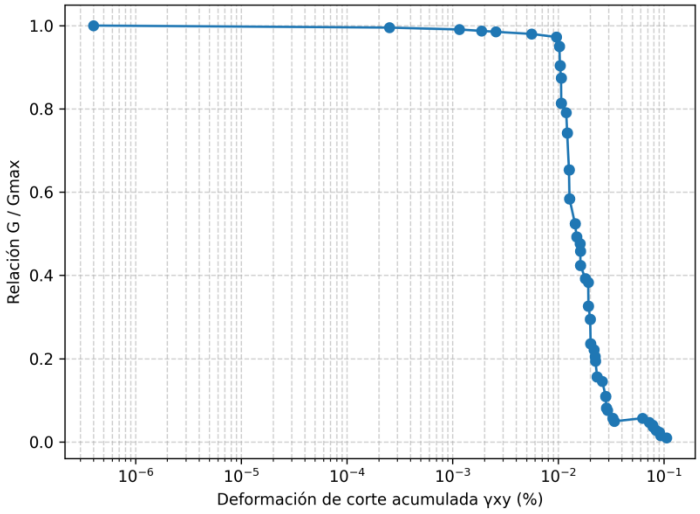

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

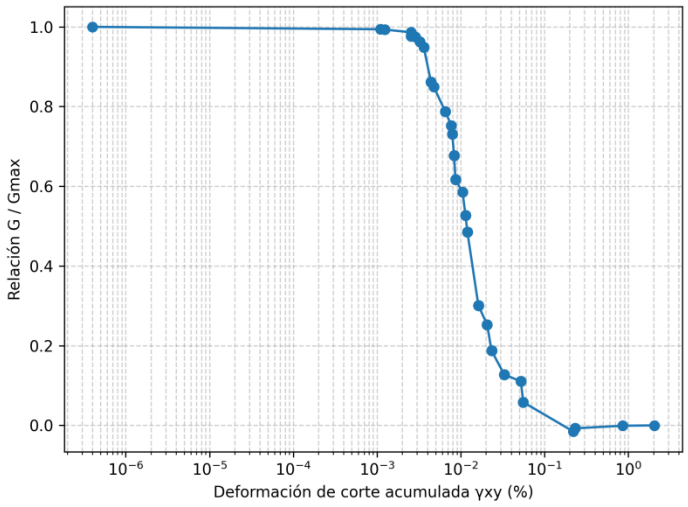

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

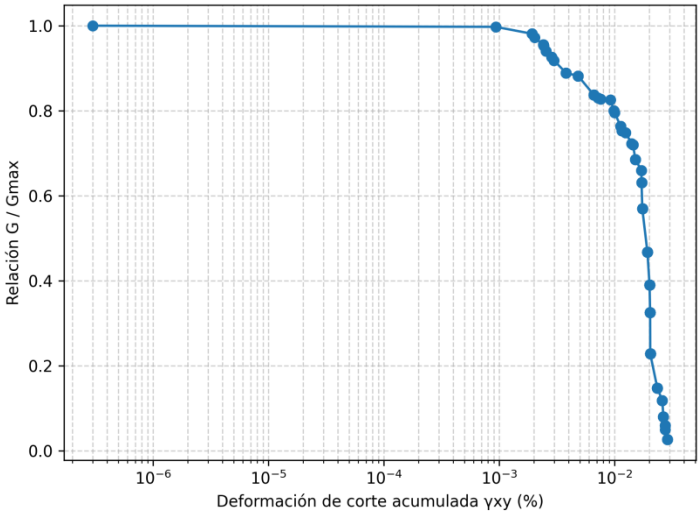

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
−0.2
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

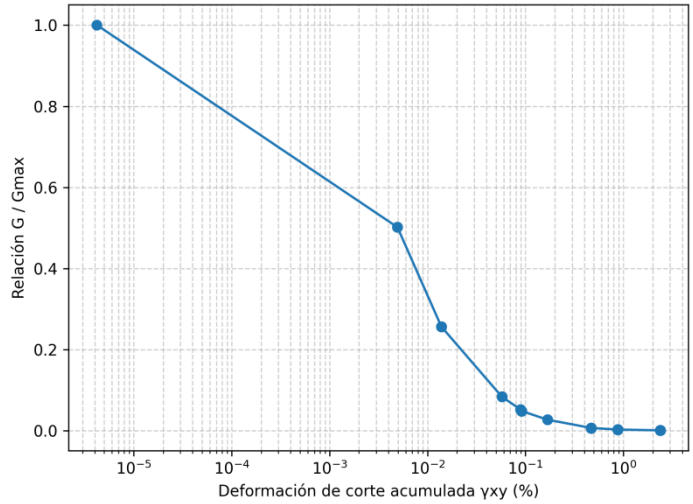

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

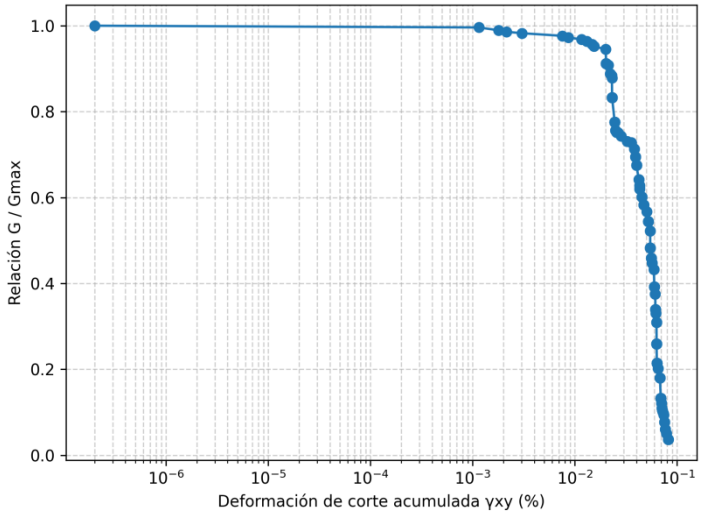

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

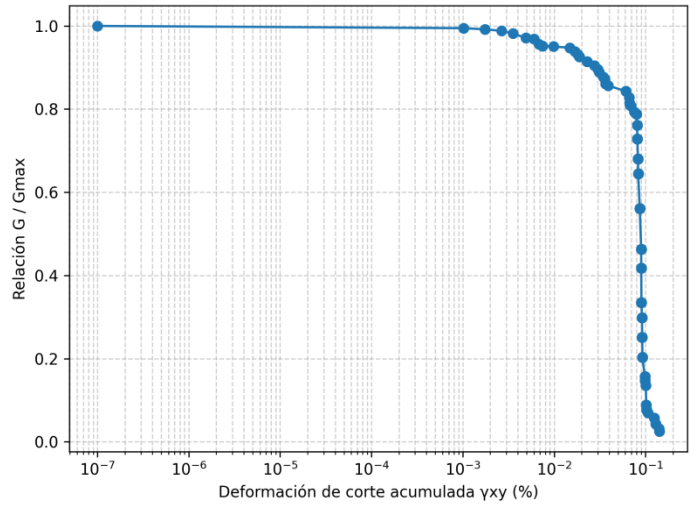

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

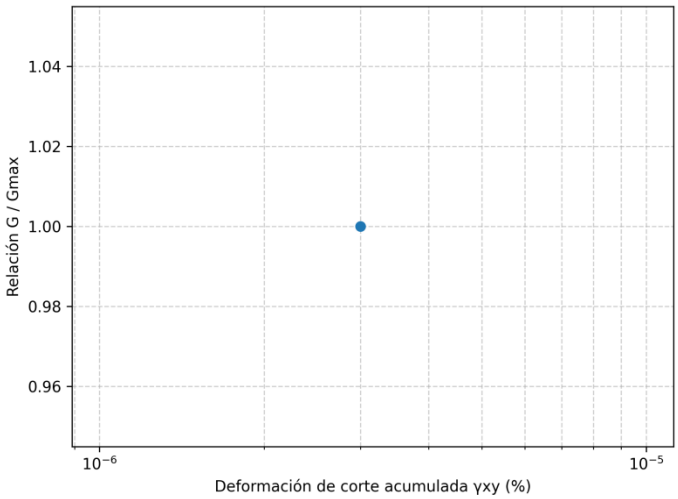

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

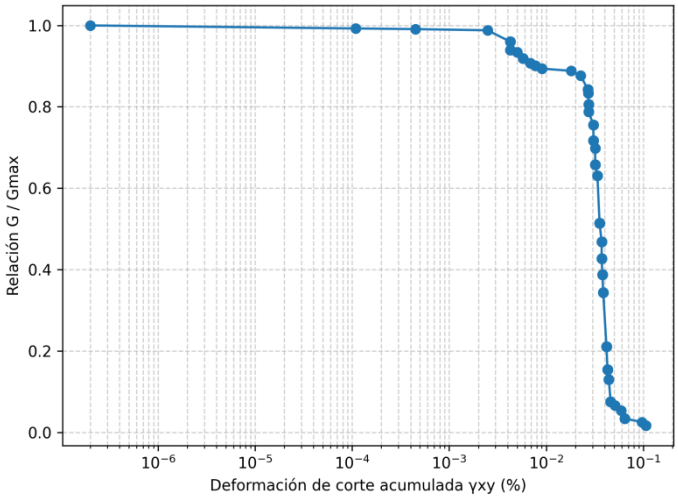

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

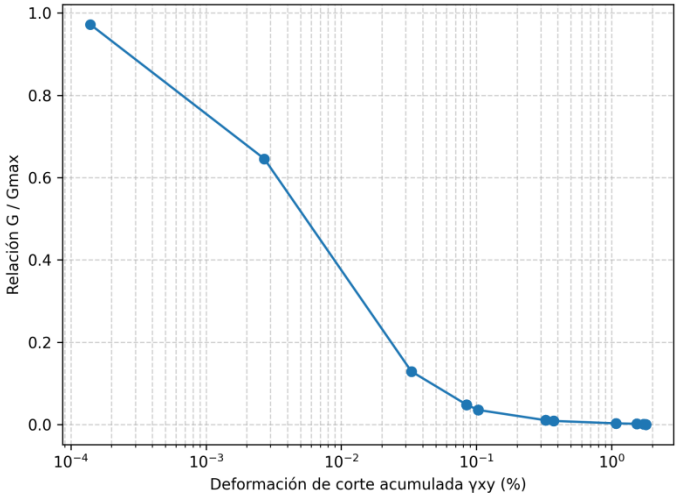

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

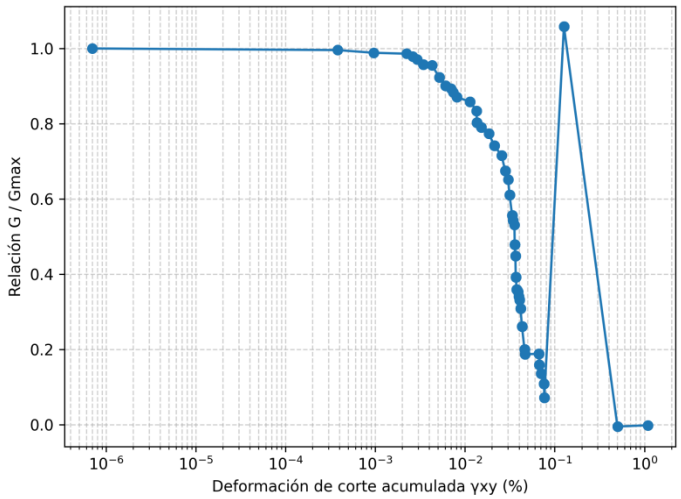

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

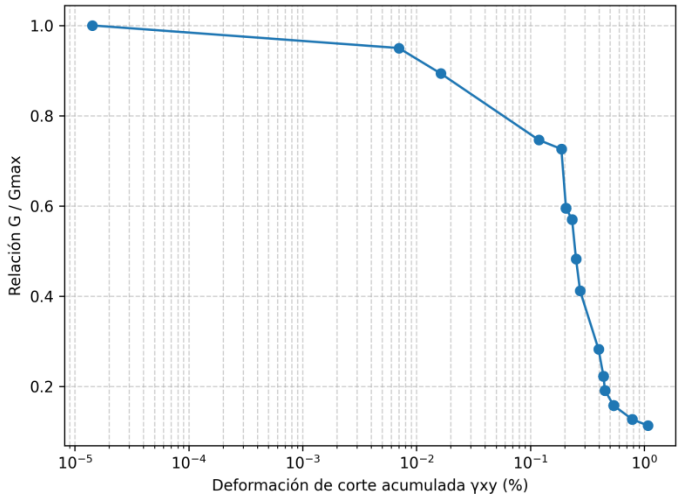

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

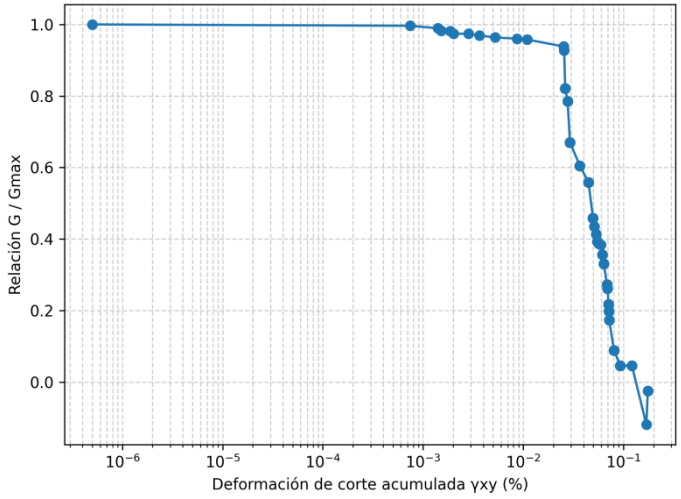

1.04
1.02
1.00
0.98
0.96
Relación G / Gmax
10^{-6}
10^{-5}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

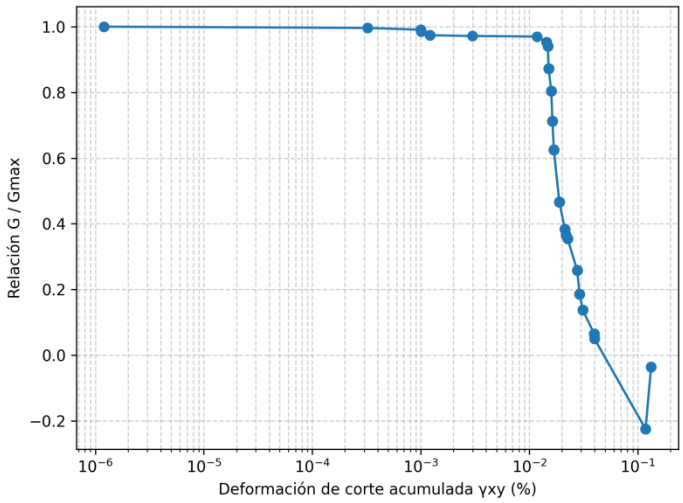

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

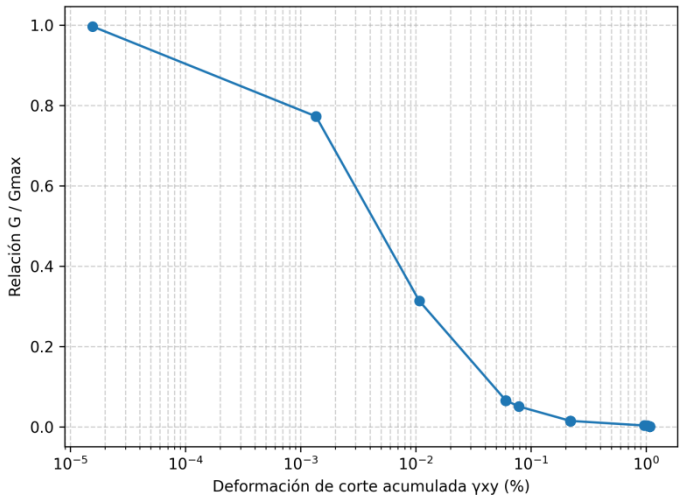

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

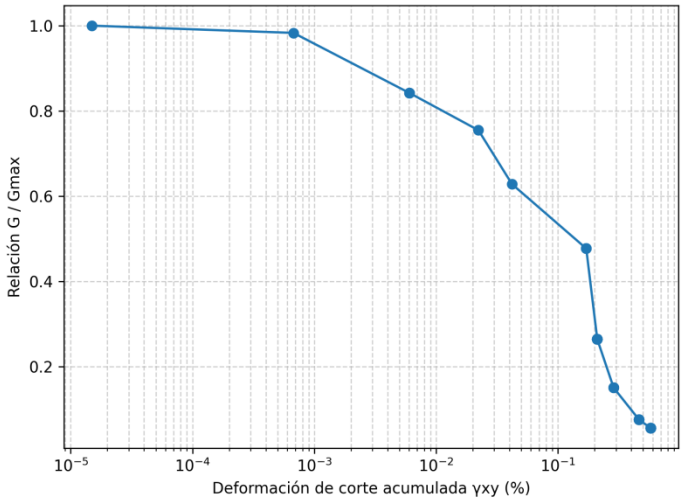

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

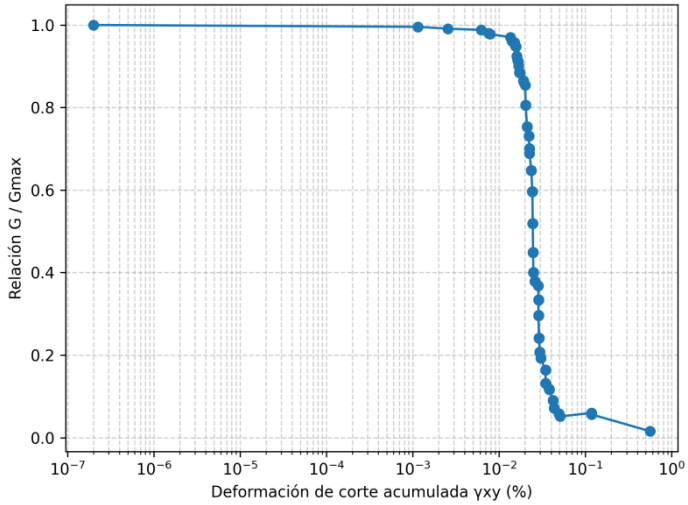

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

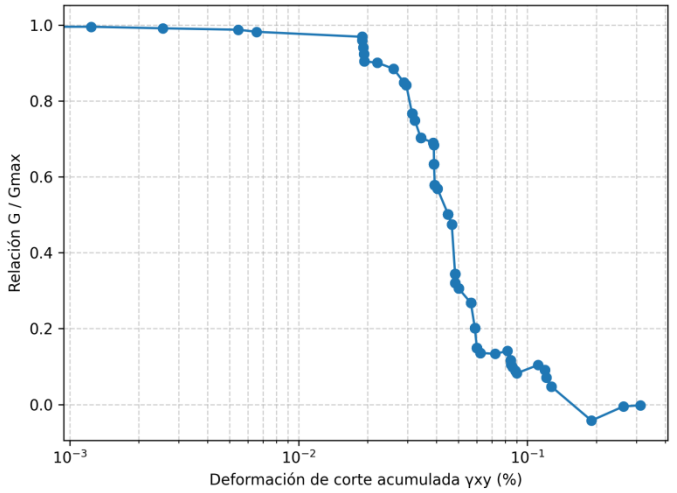

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

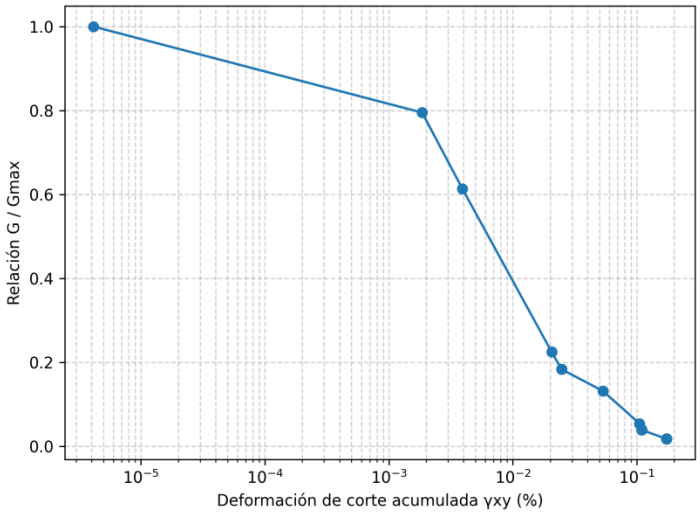

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
−0.2
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

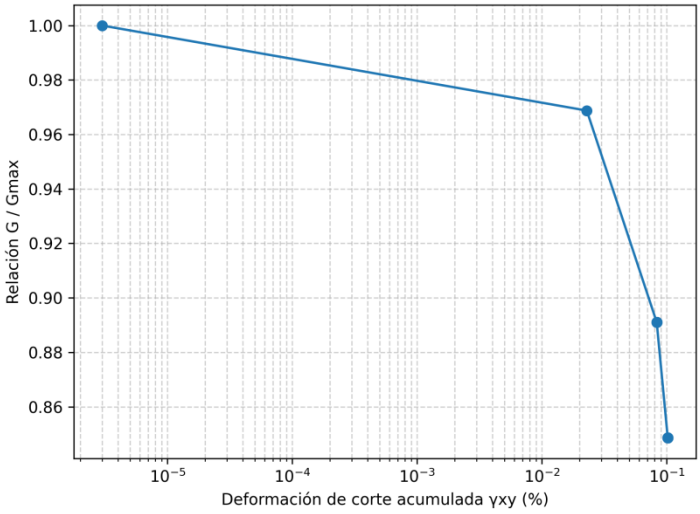

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

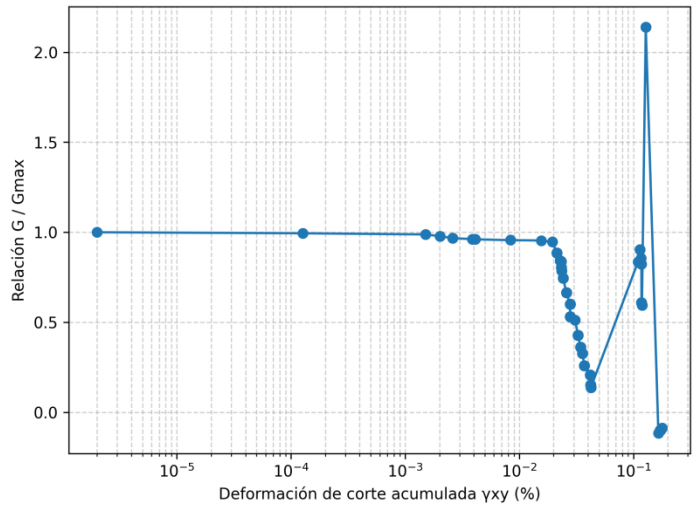

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

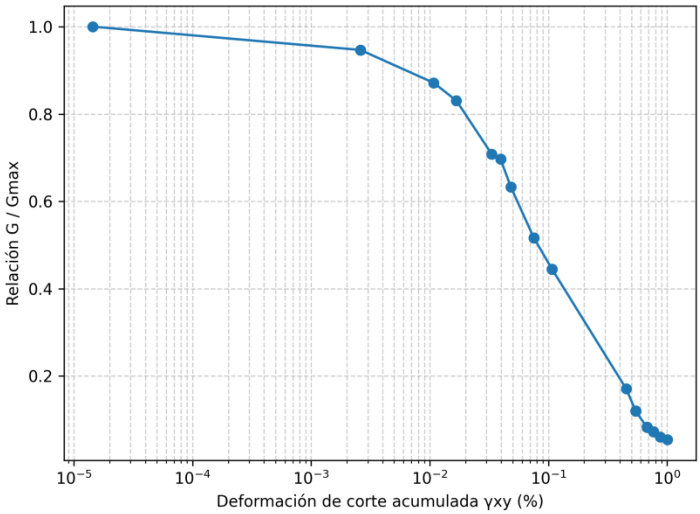

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-7} 10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

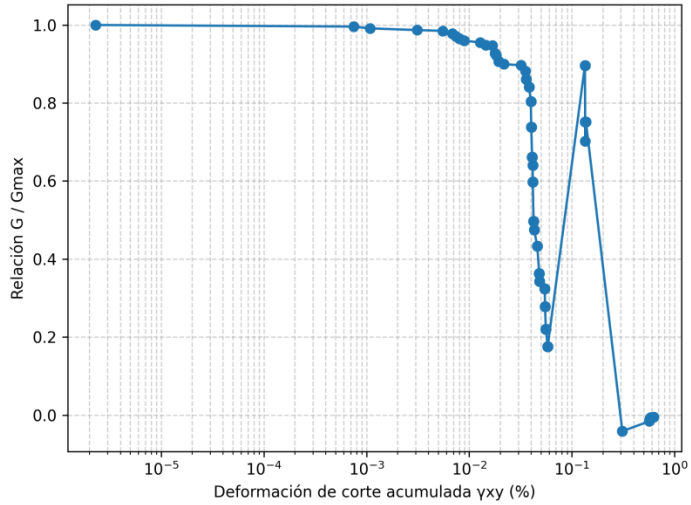

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

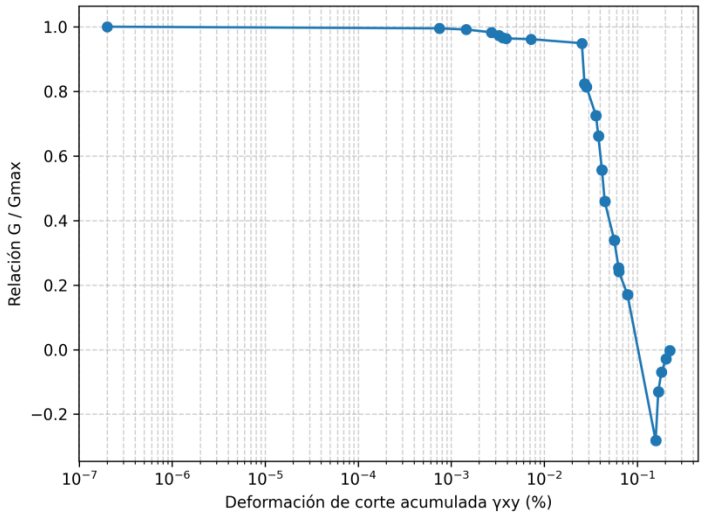

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

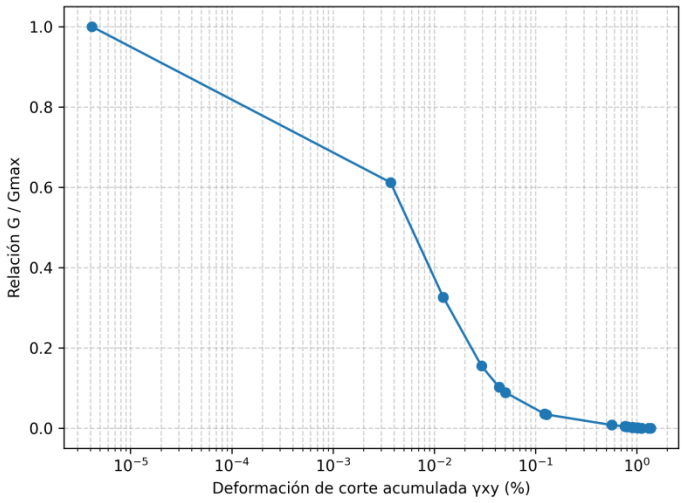

Relación G / Gmax
1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
0.86
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

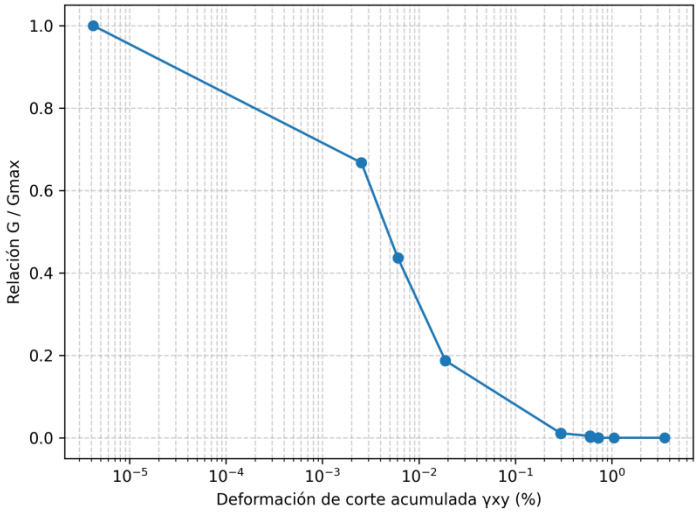

Relación G / Gmax
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

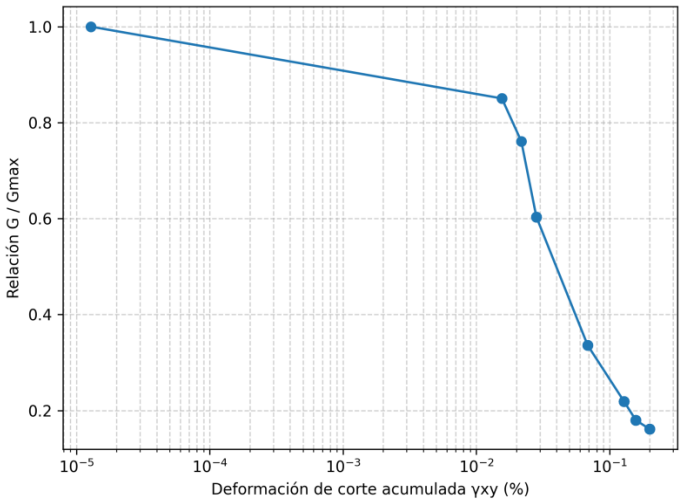

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

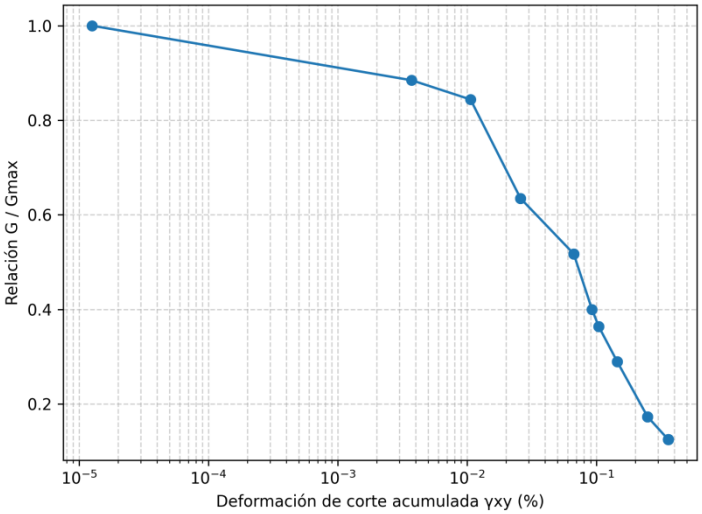

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

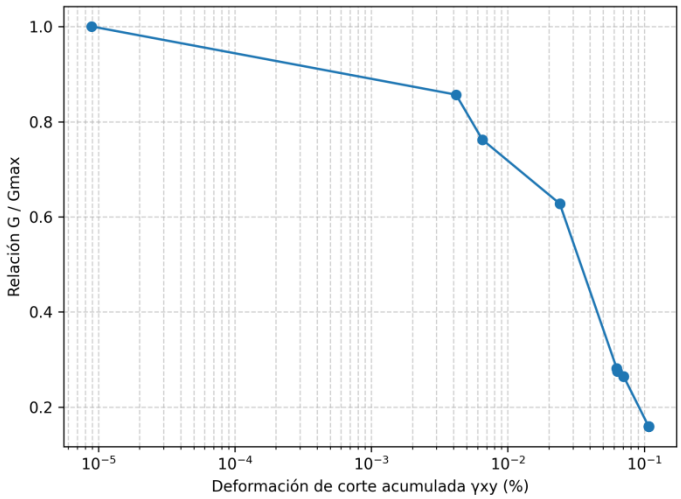

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
−0.2
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

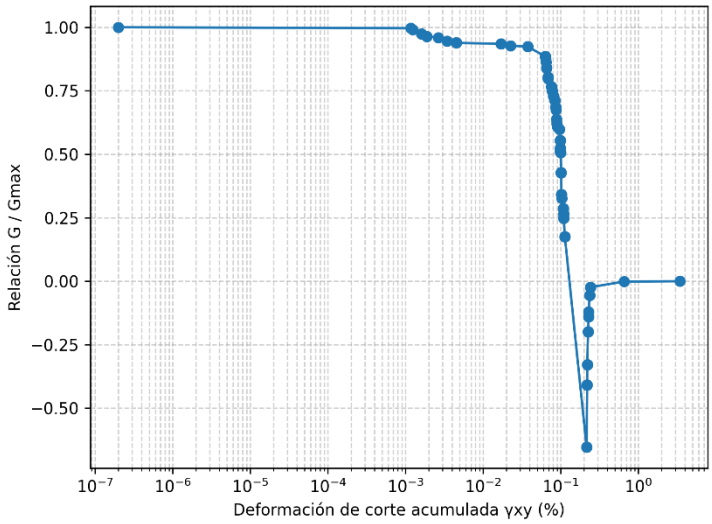

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

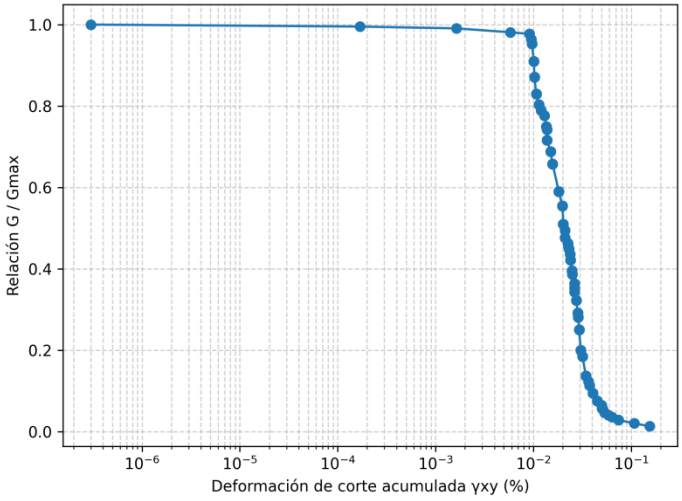

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

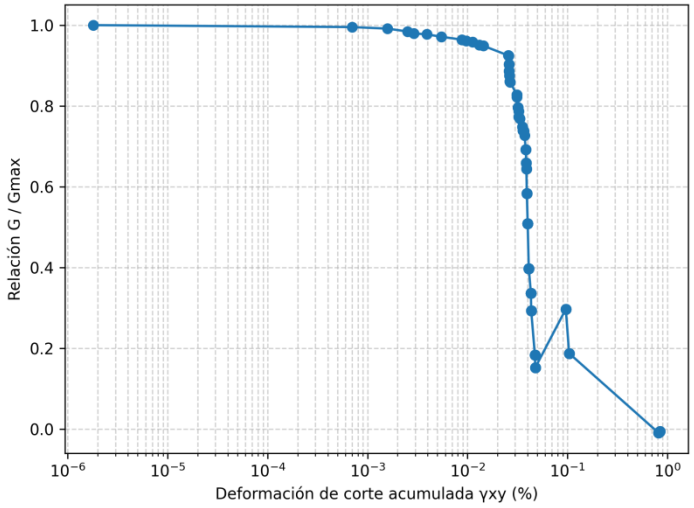

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

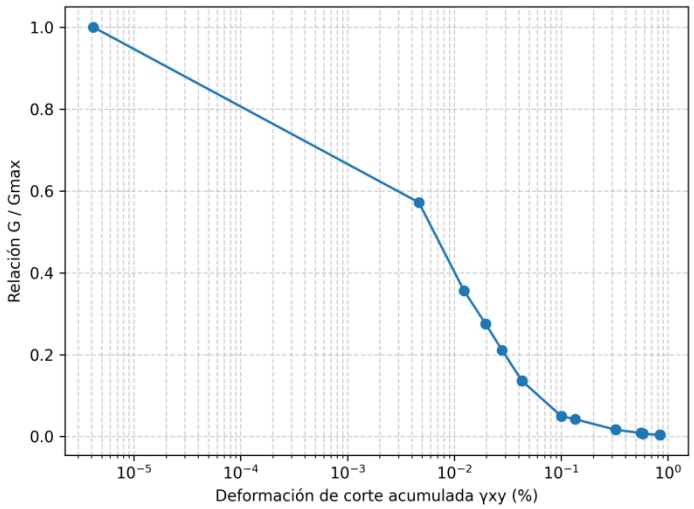

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

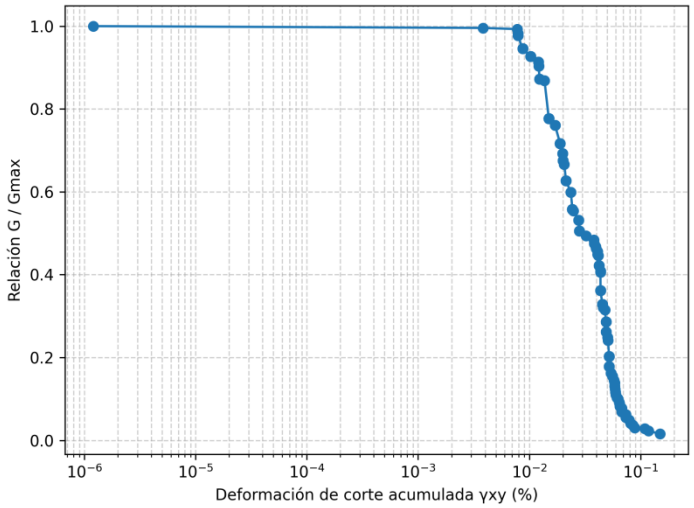

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

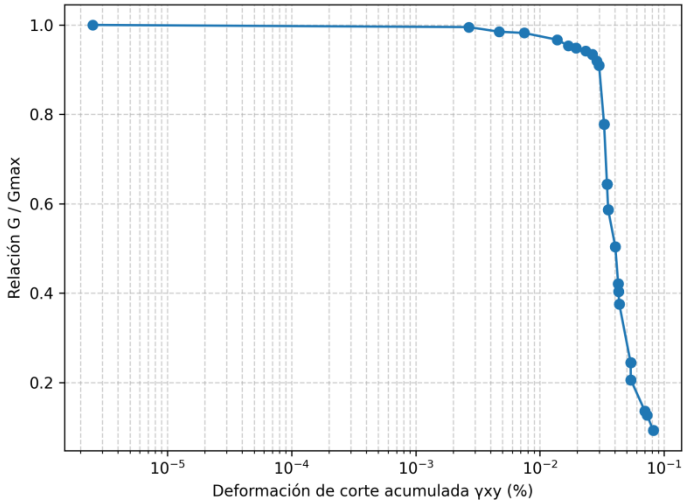

Relación G / Gmax
1.00
0.75
0.50
0.25
0.00
−0.25
−0.50
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

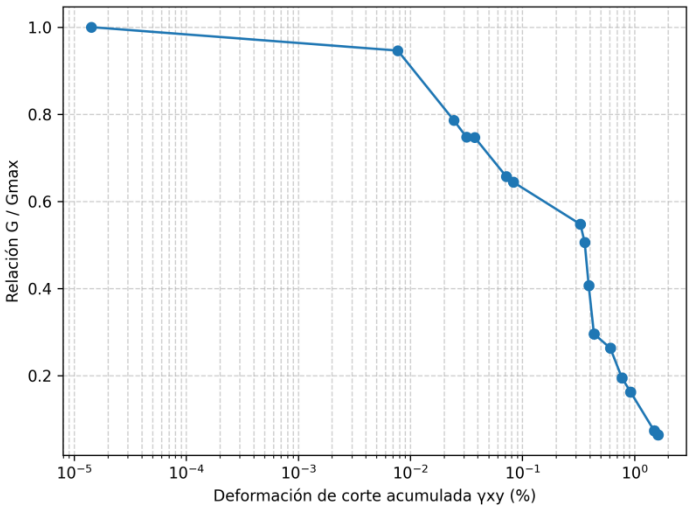

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

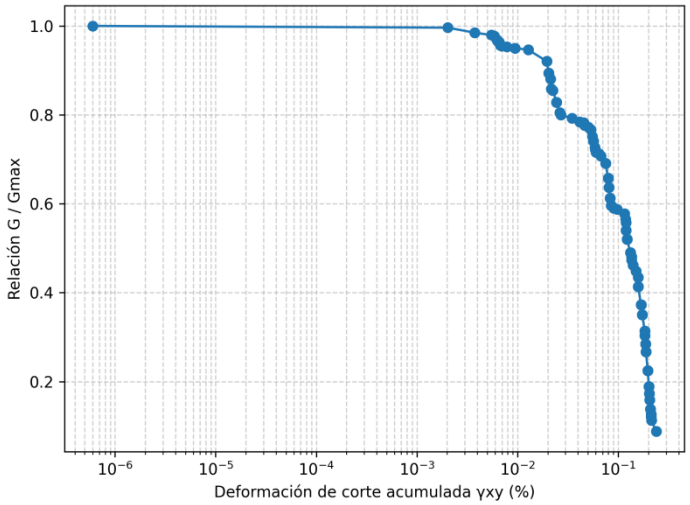

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

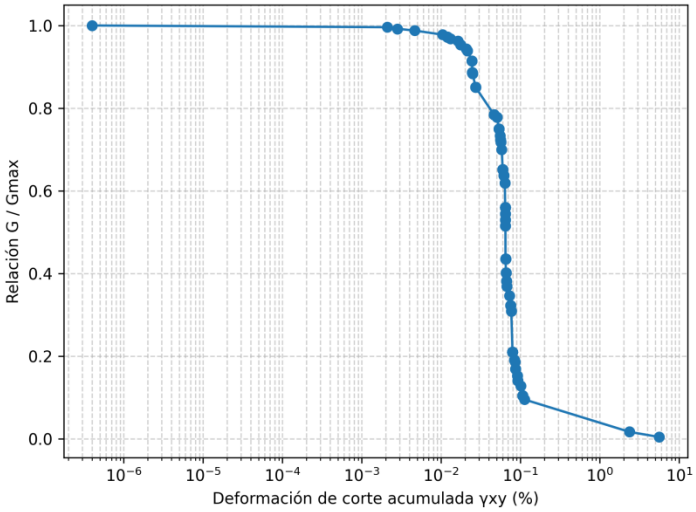

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

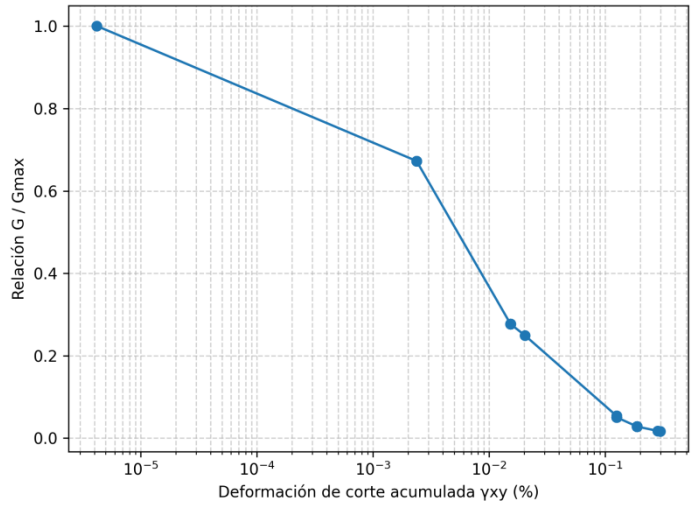

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

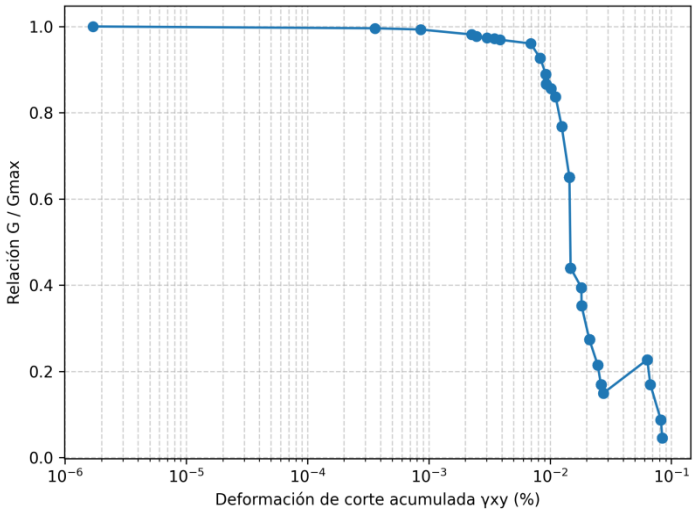

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

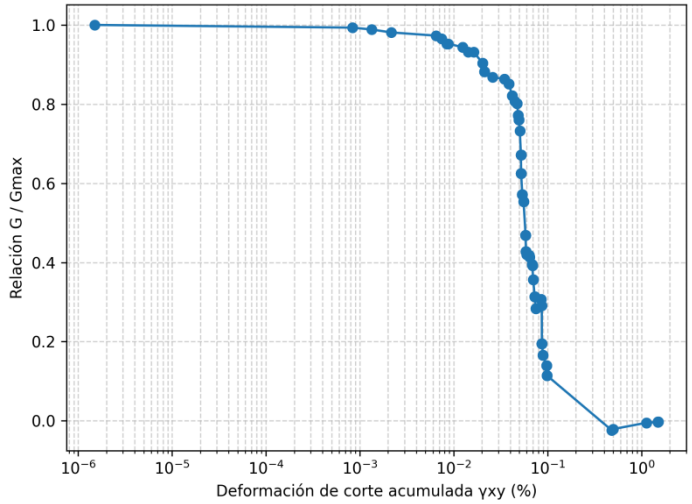

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

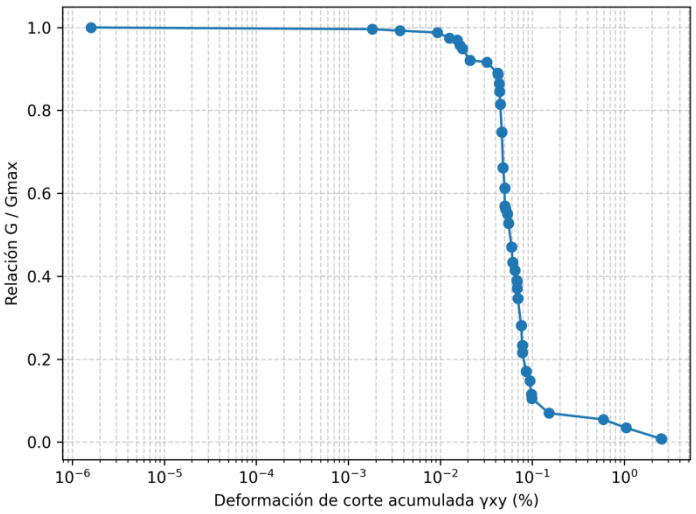

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

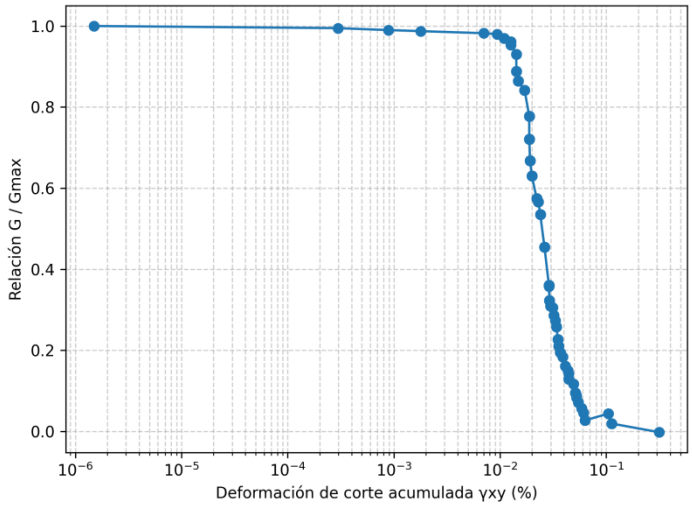

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0} 10^{1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

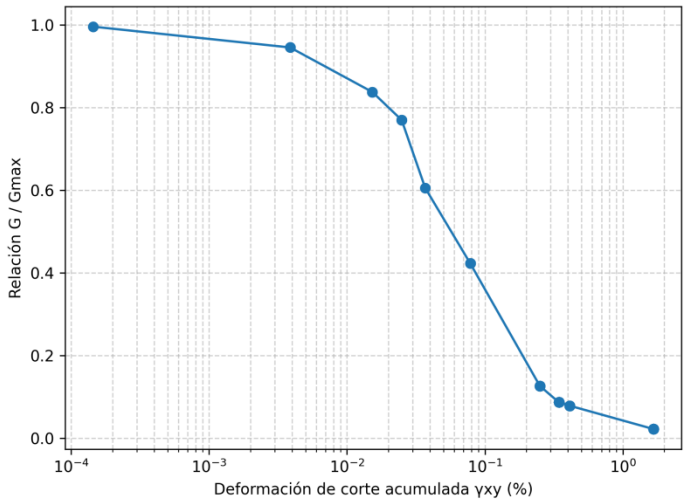

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

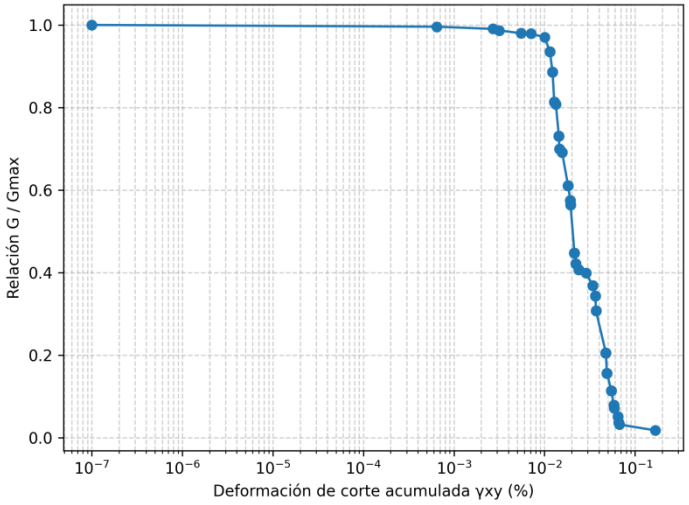

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

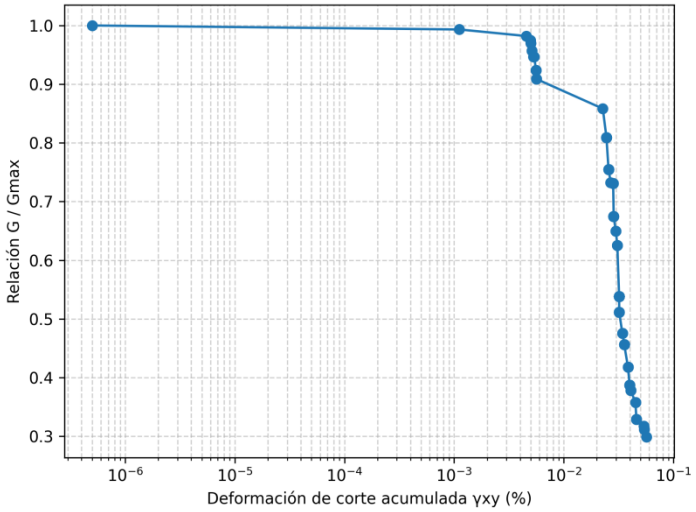

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

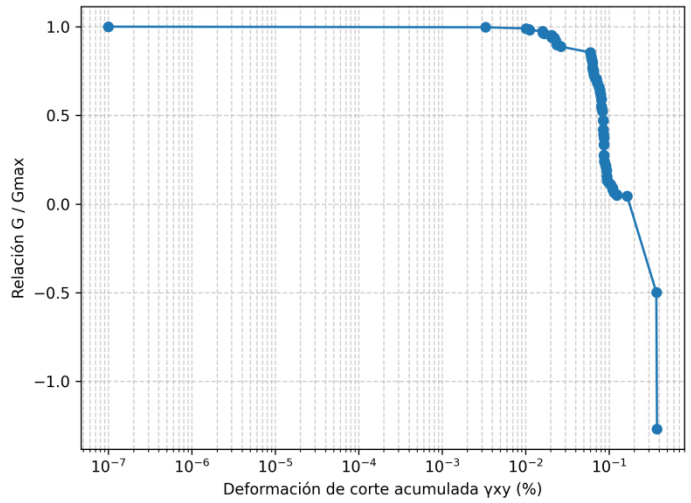

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

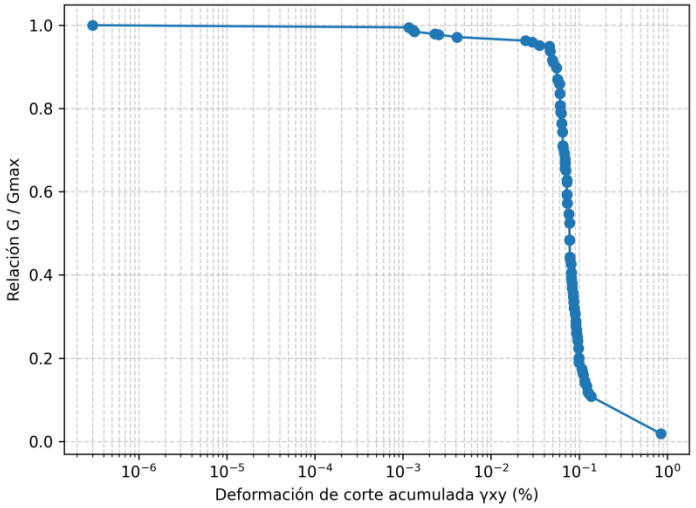

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

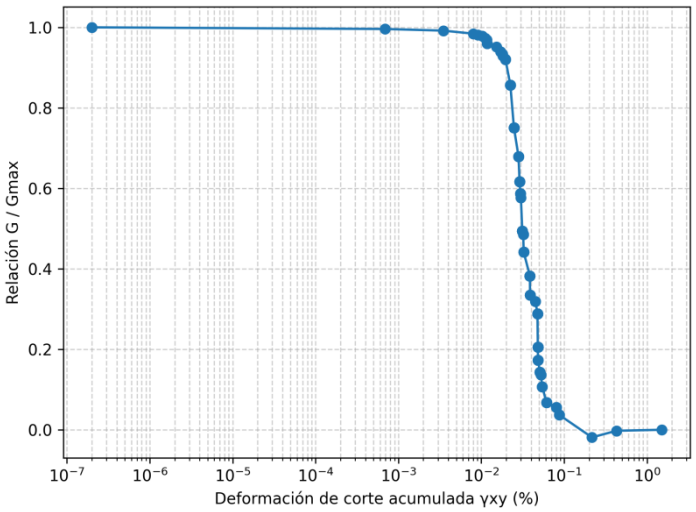

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

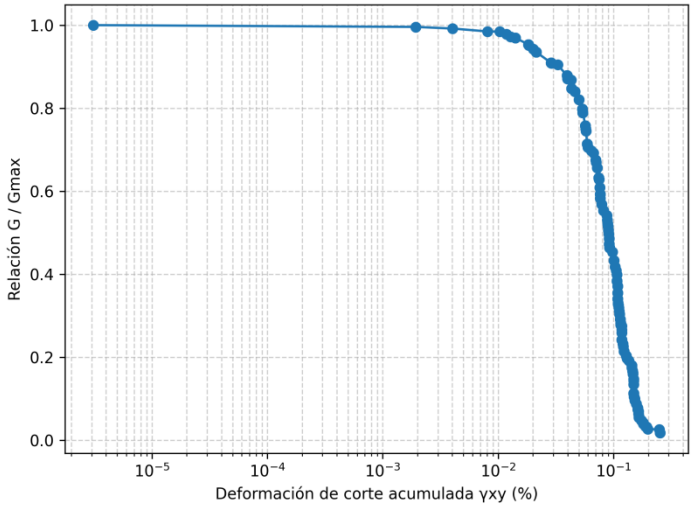

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

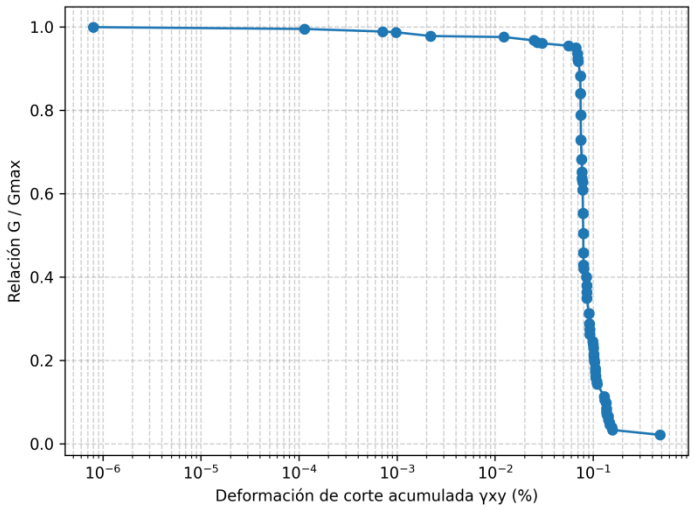

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

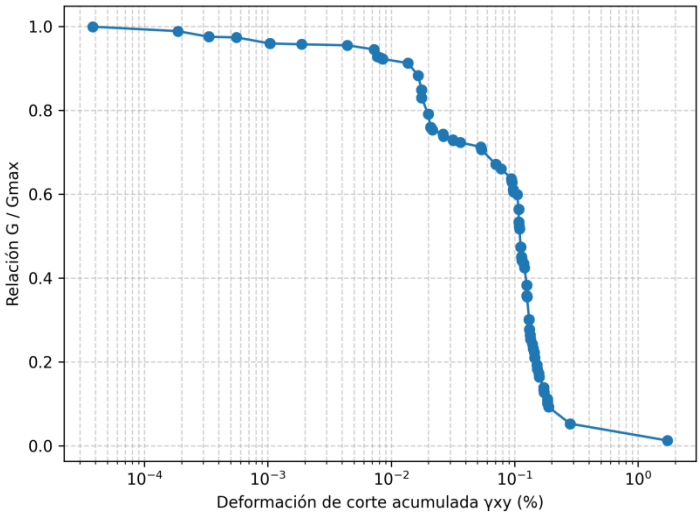

Relación G / Gmax
1.0
0.5
0.0
−0.5
−1.0
10^{-7} 10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

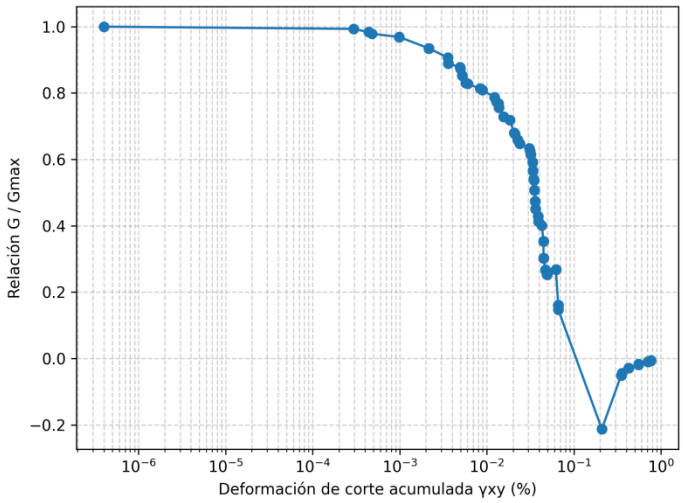

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

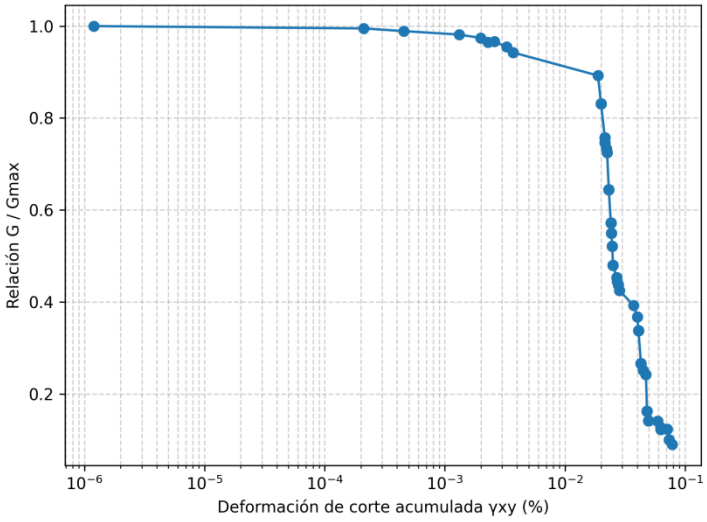

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-7} 10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

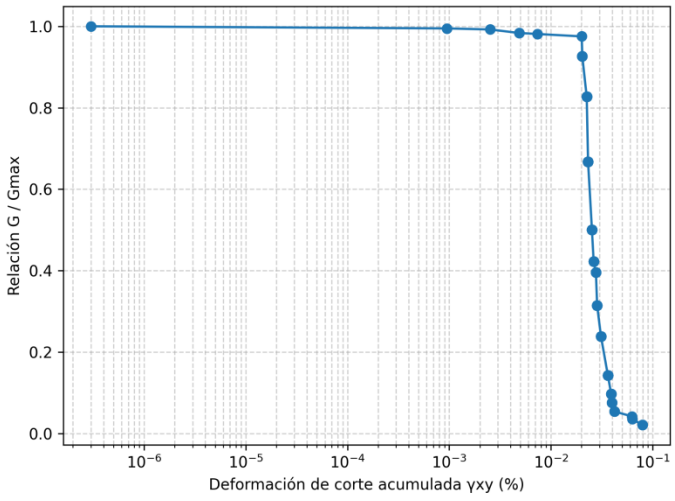

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

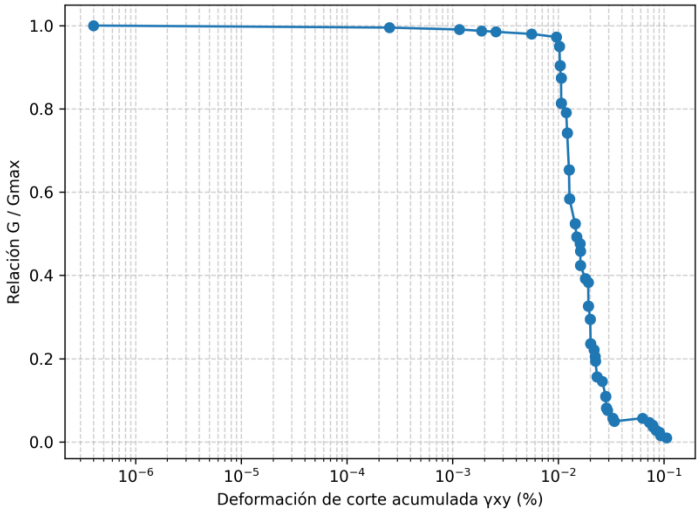

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

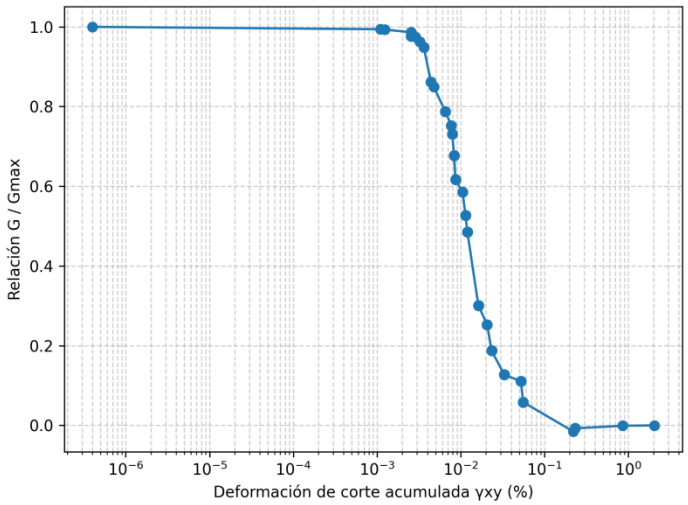

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

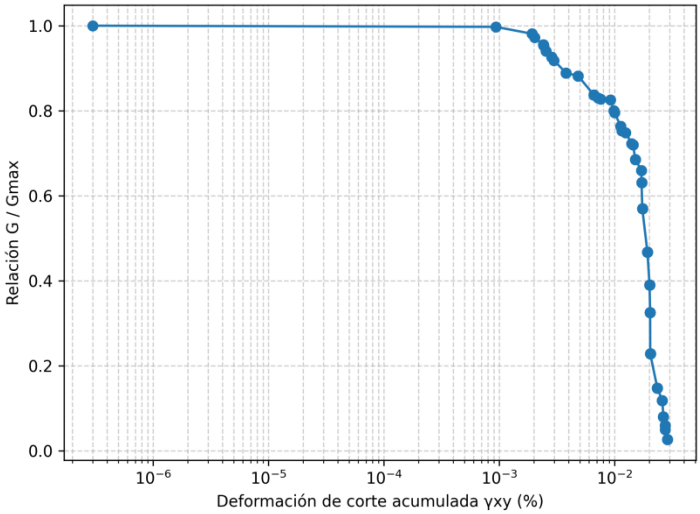

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
−0.2
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

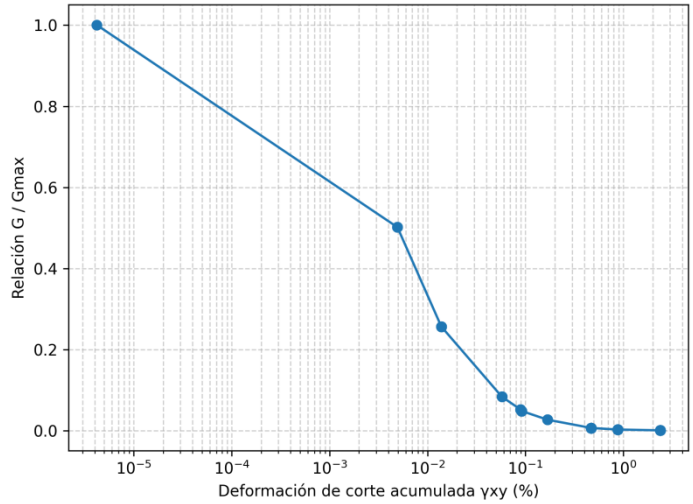

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

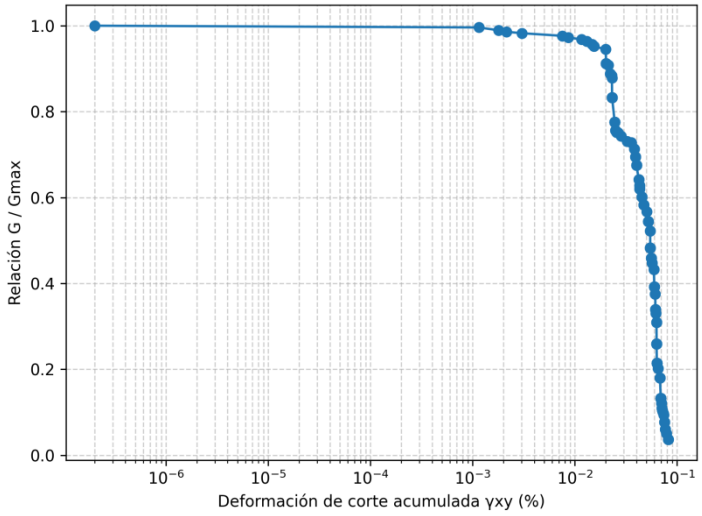

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

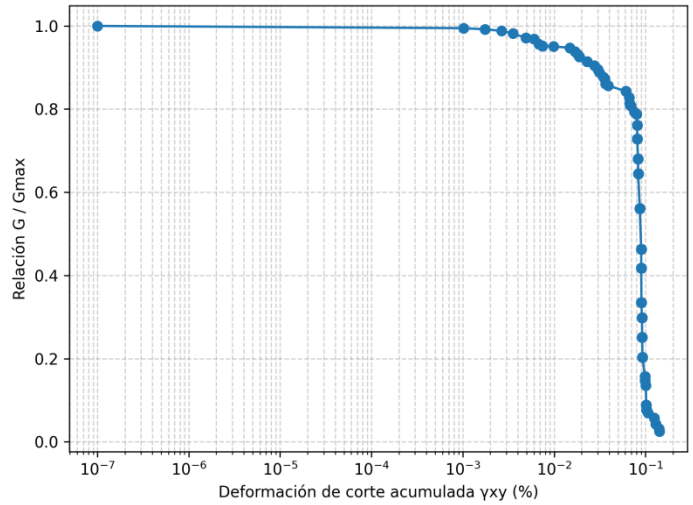

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

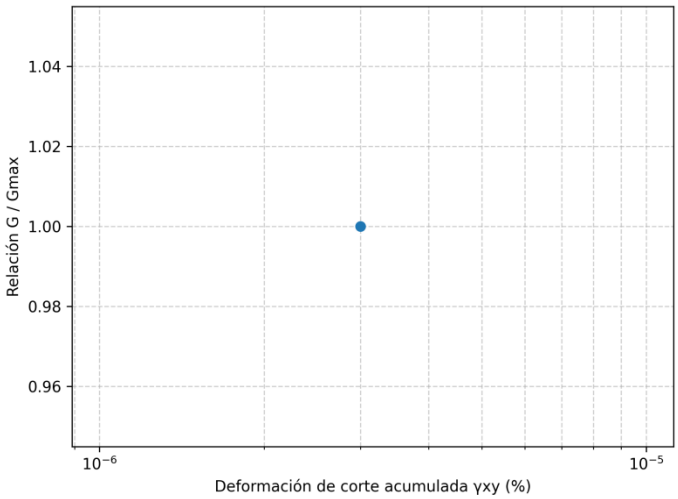

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

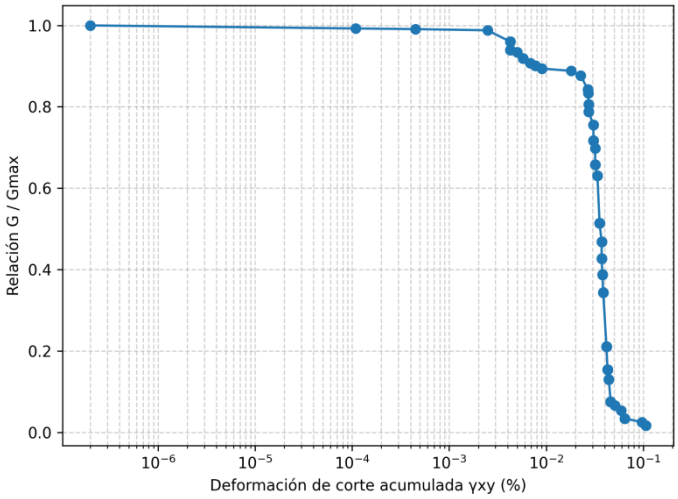

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

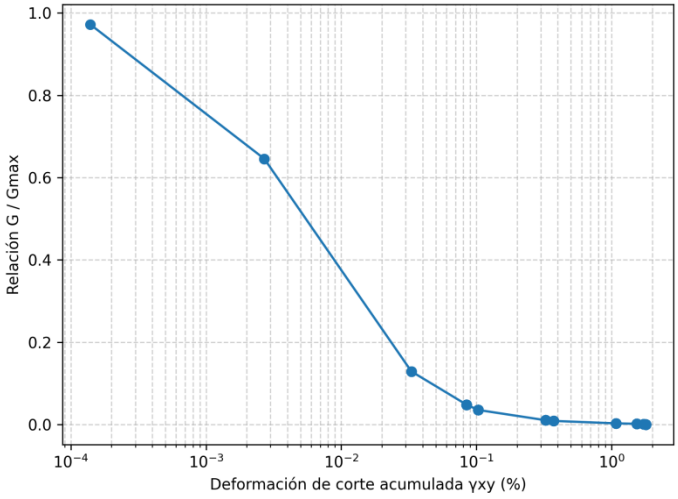

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

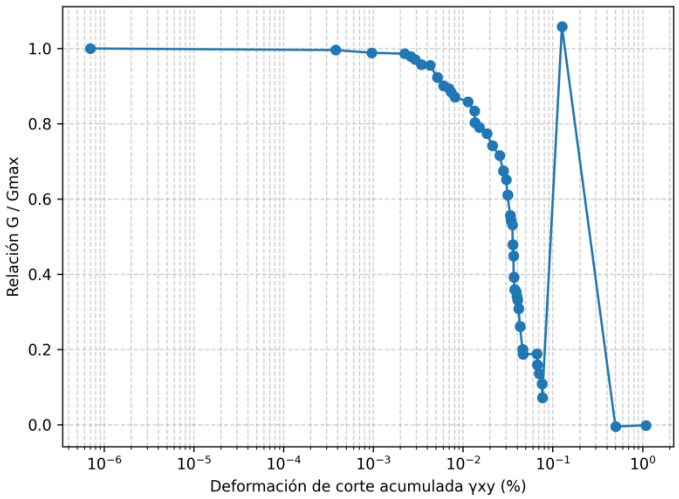

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

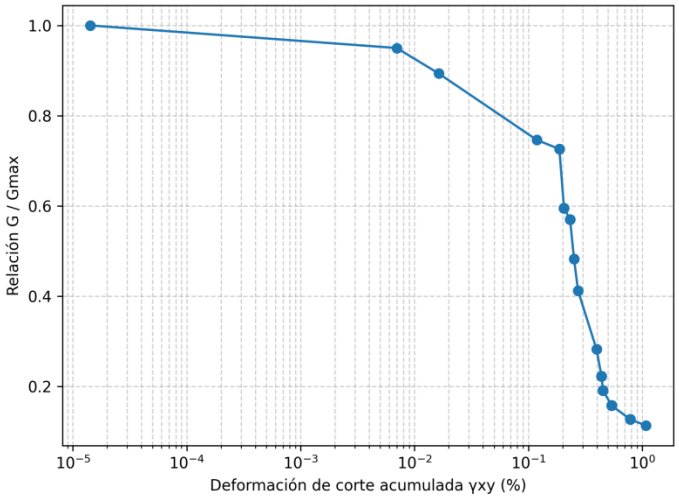

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

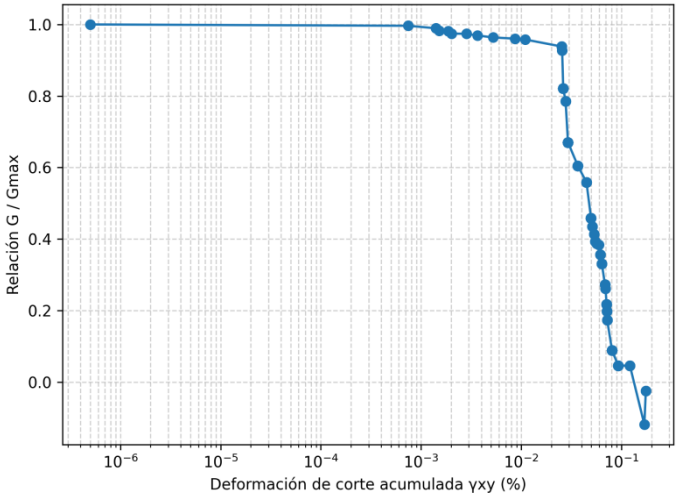

Relación G / Gmax
1.04
1.02
1.00
0.98
0.96
10^{-6}
10^{-5}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

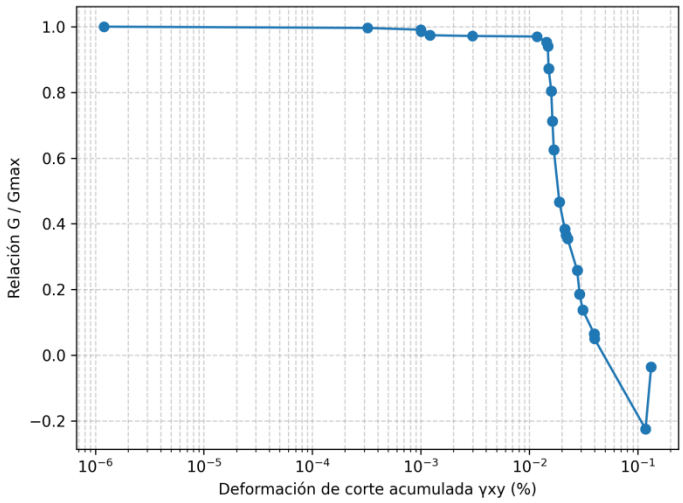

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

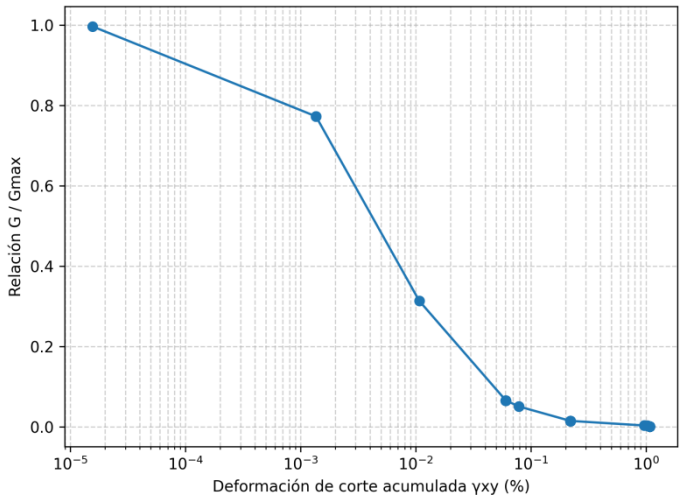

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

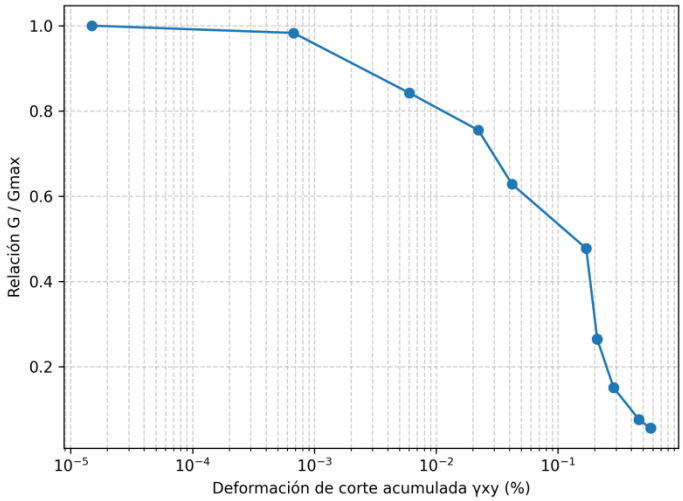

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

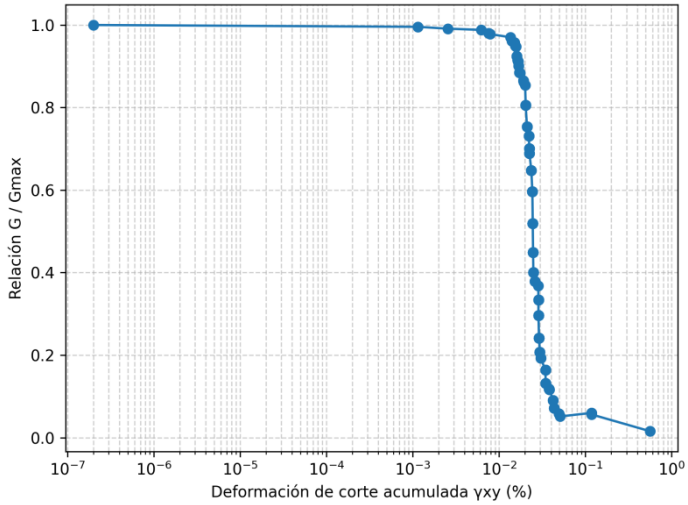

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

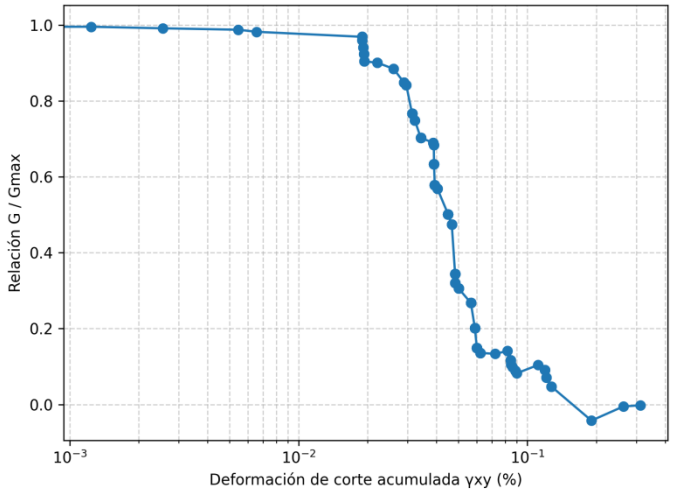

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

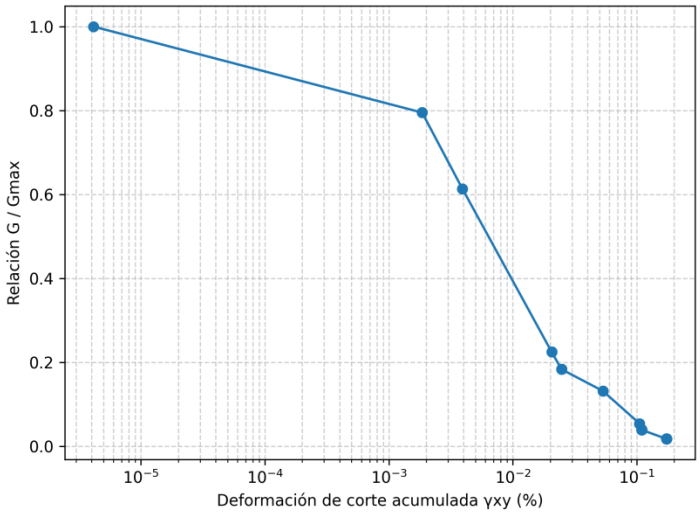

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
−0.2
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

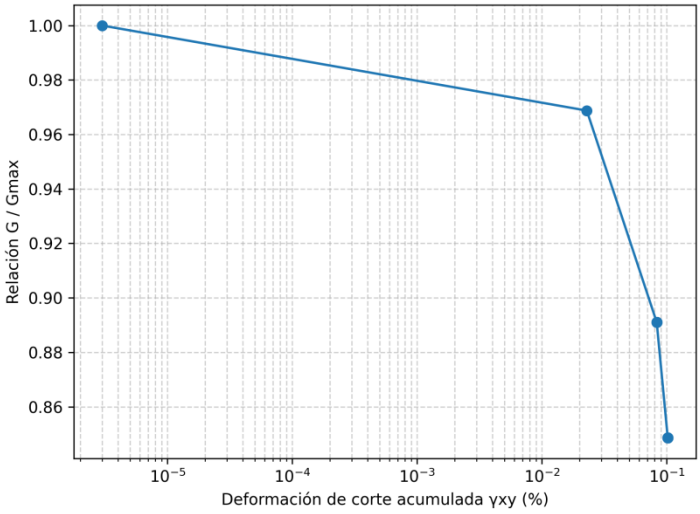

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

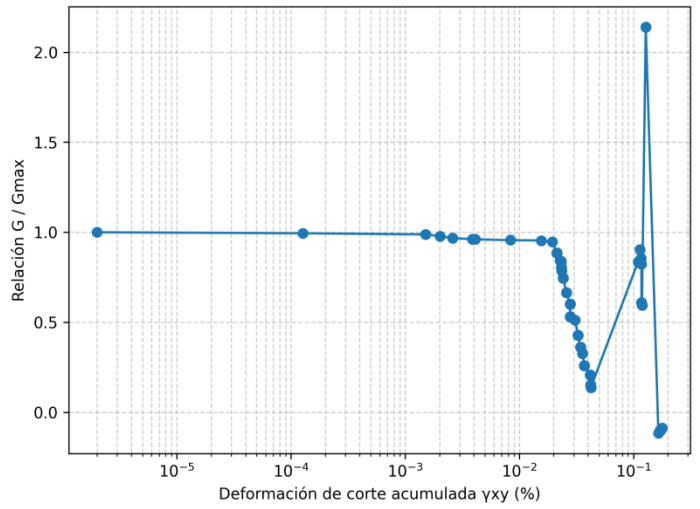

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

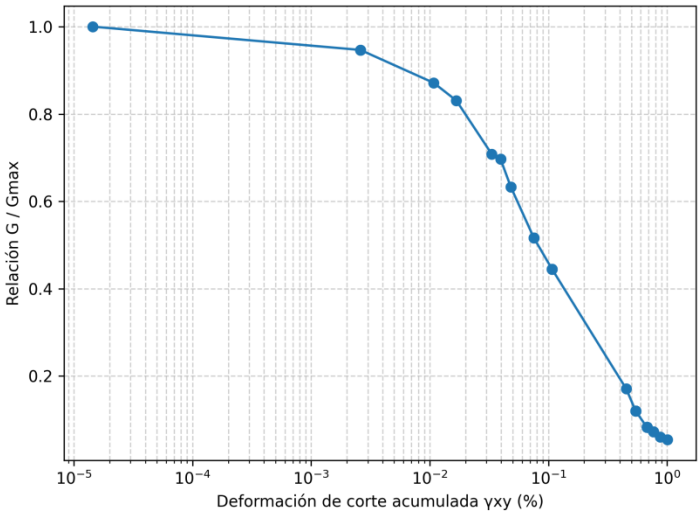

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-7} 10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

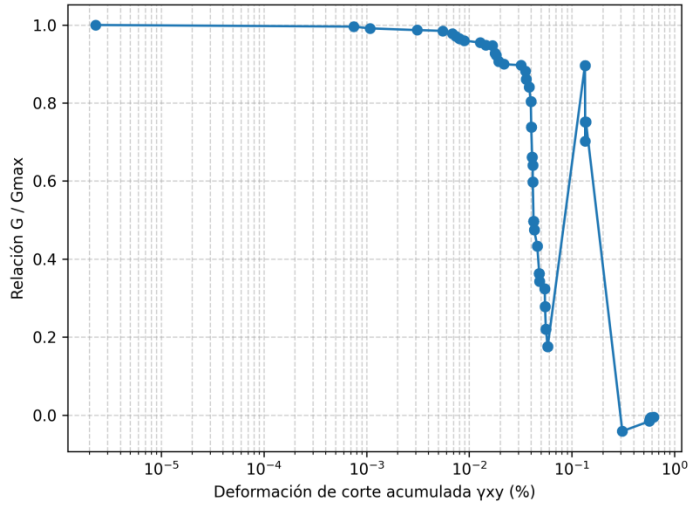

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

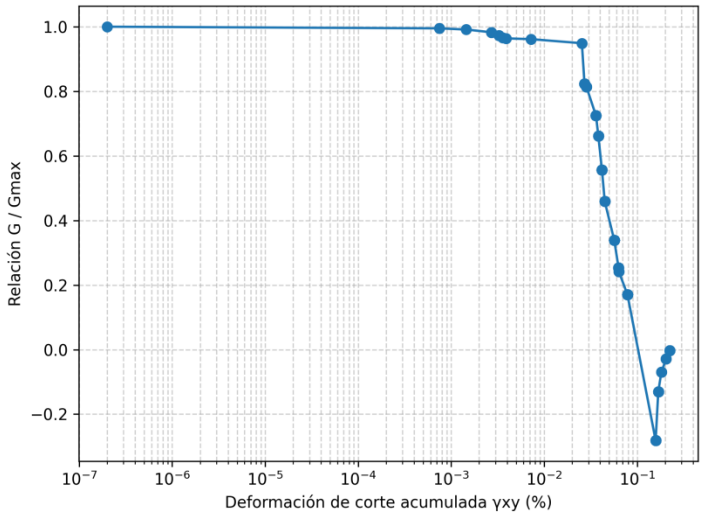

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

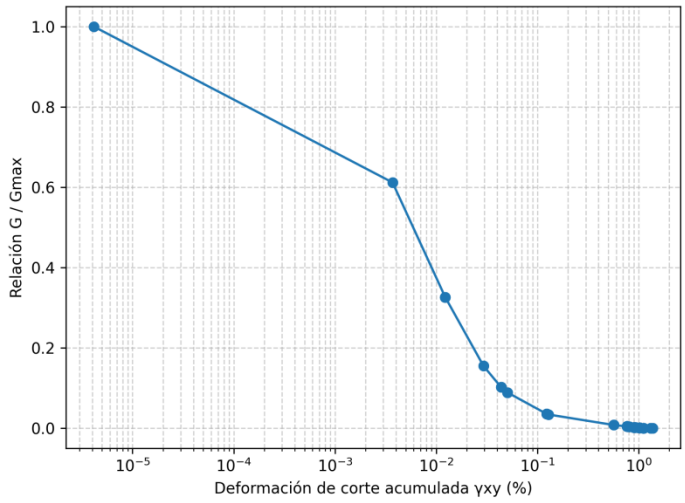

Relación G / Gmax
1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
0.86
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

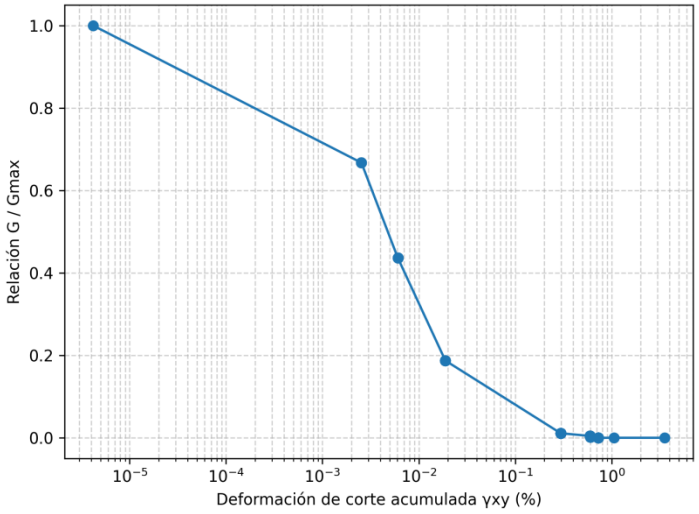

Relación G / Gmax
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

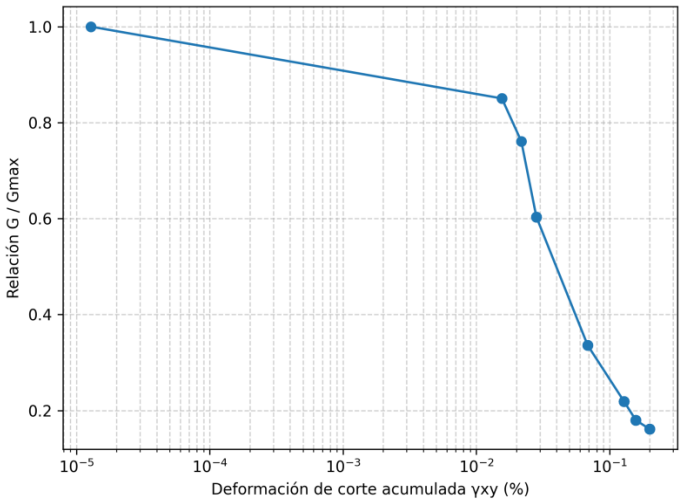

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

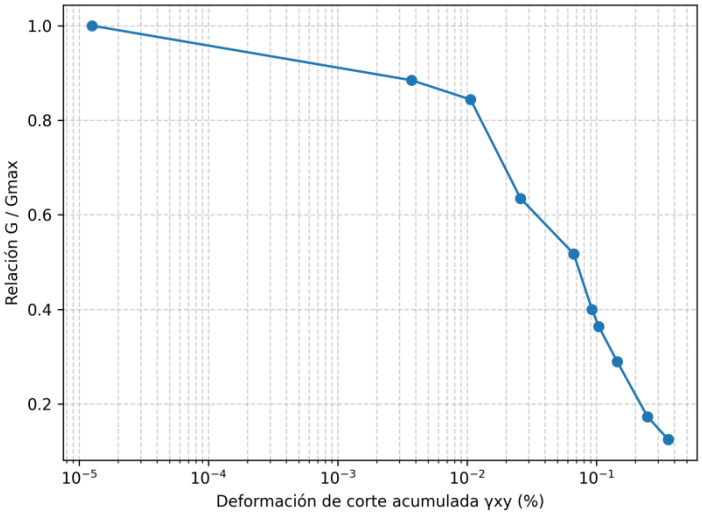

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

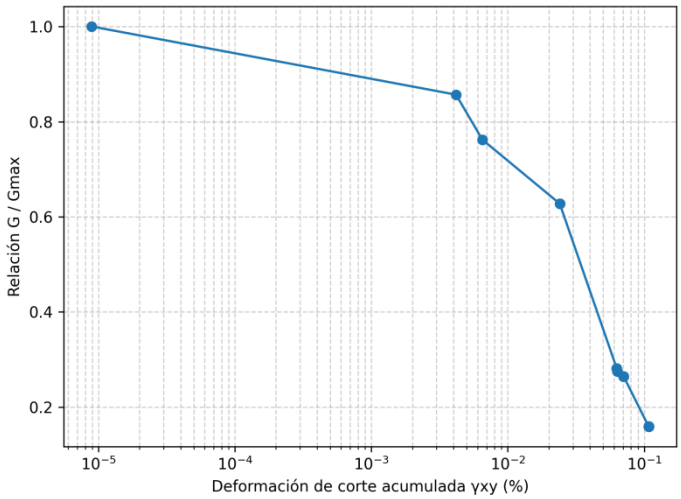

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
−0.2
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

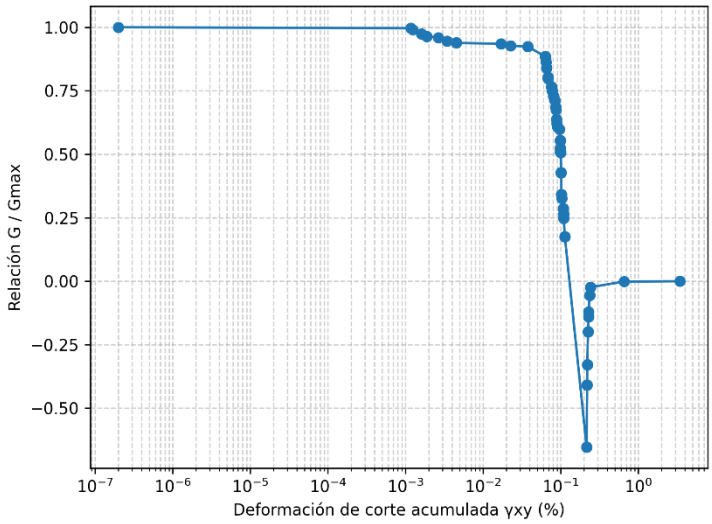

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

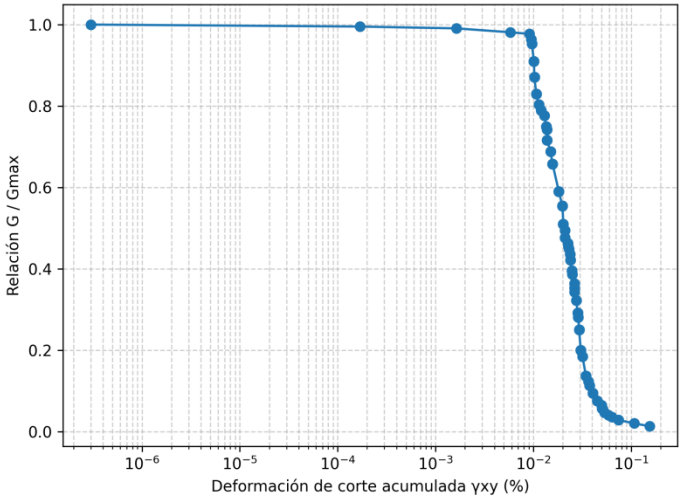

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

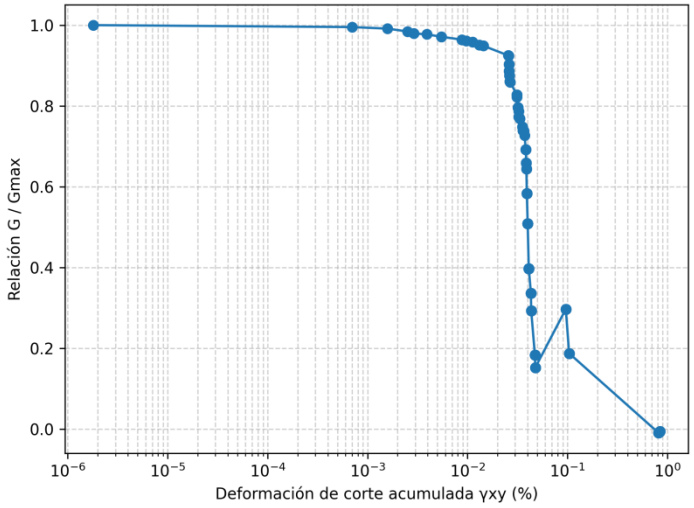

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

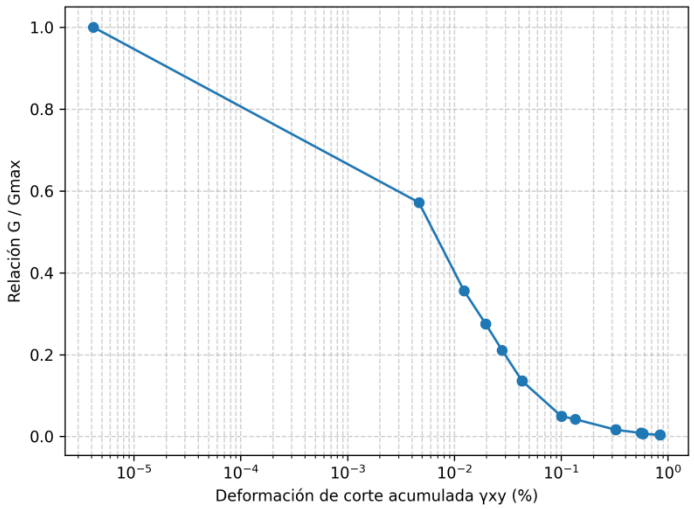

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

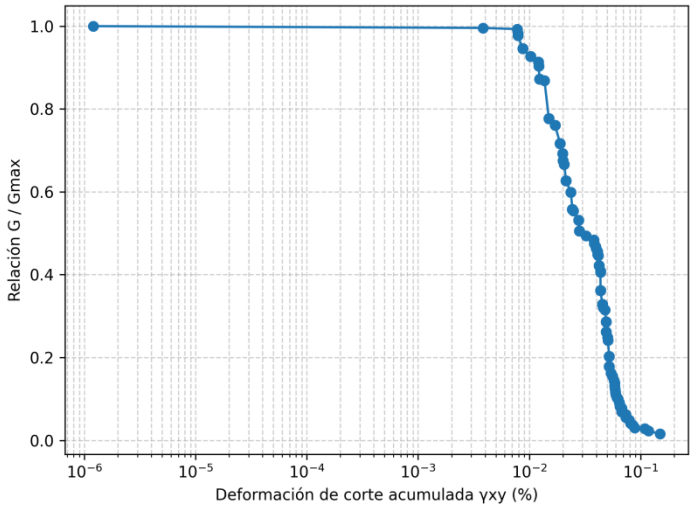

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

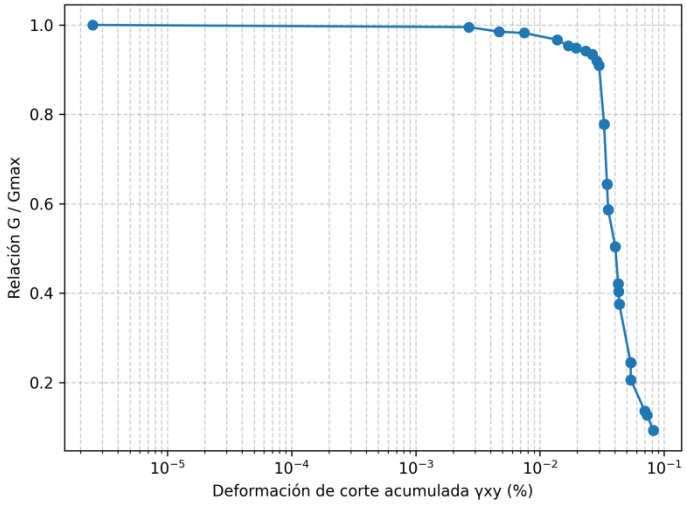

Relación G / Gmax
1.00
0.75
0.50
0.25
0.00
−0.25
−0.50
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

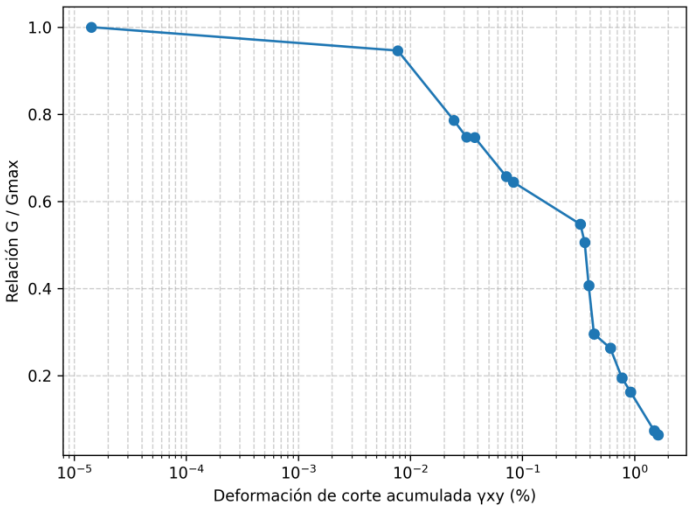

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

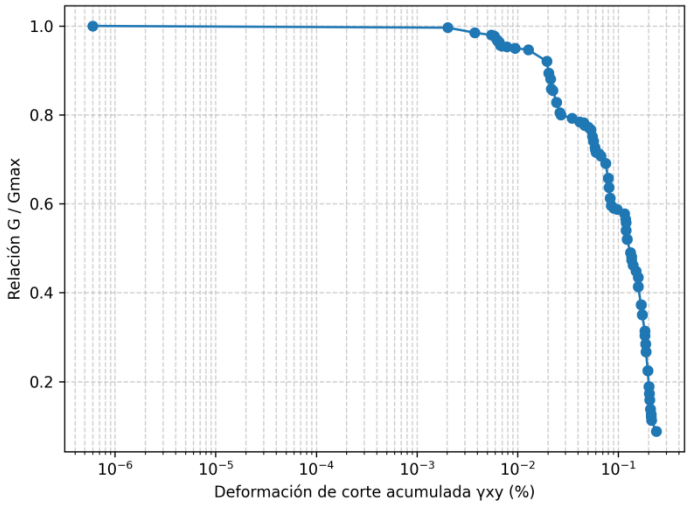

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

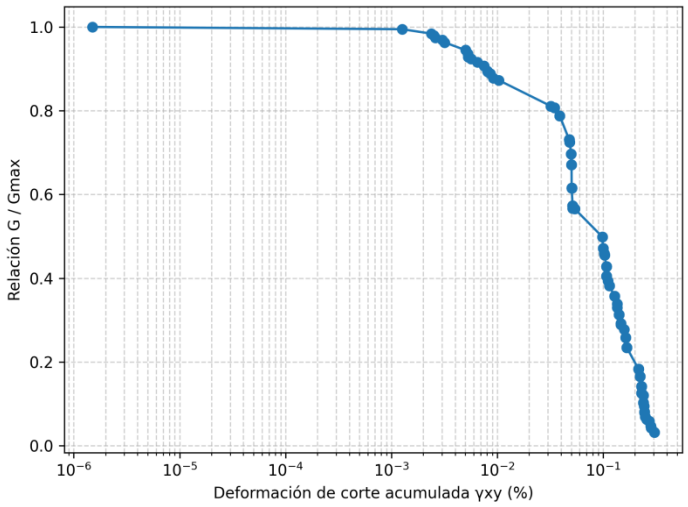

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

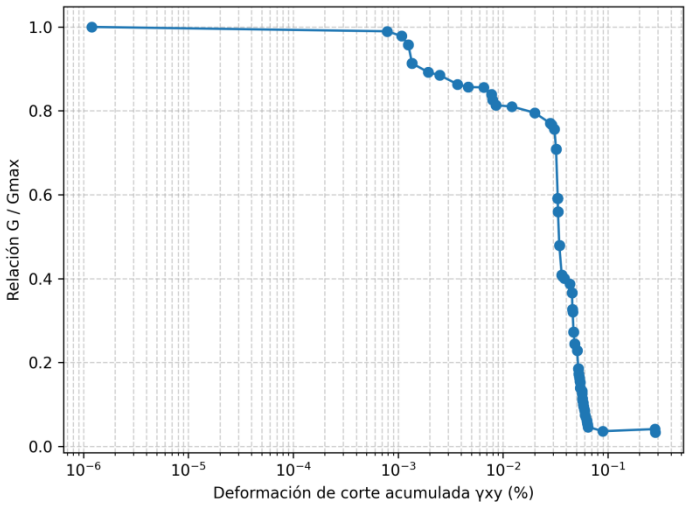

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

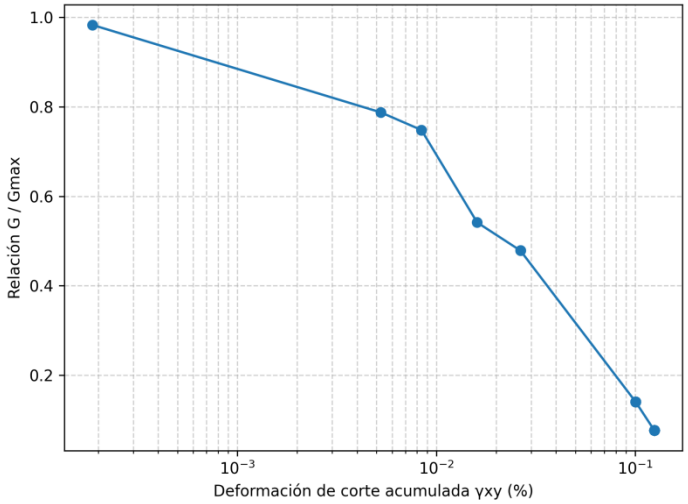

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

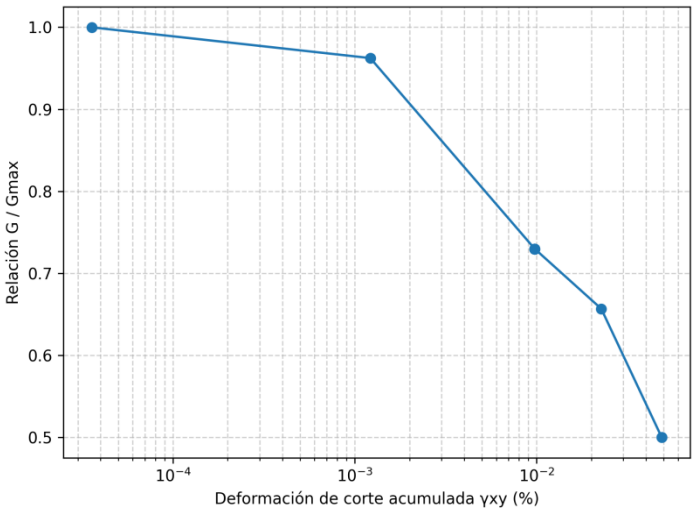

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

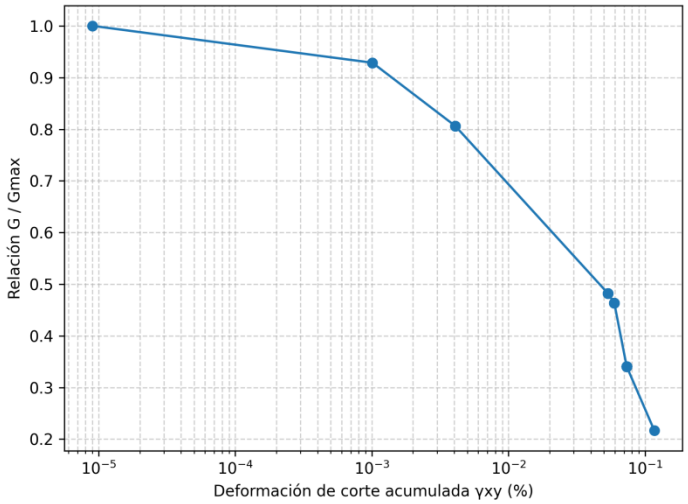

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

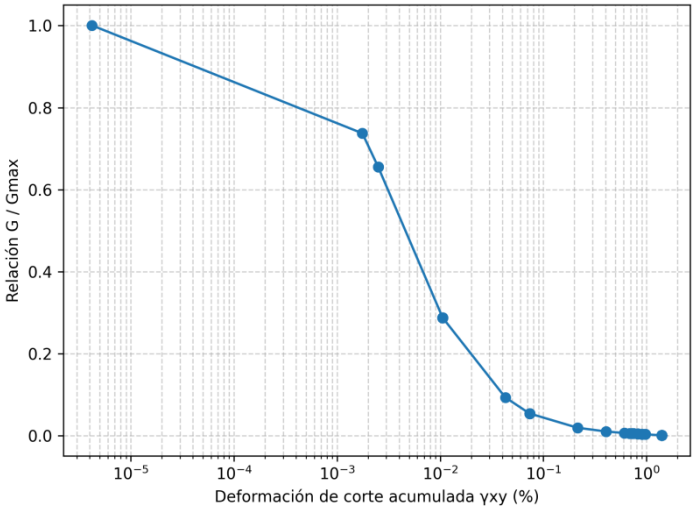

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

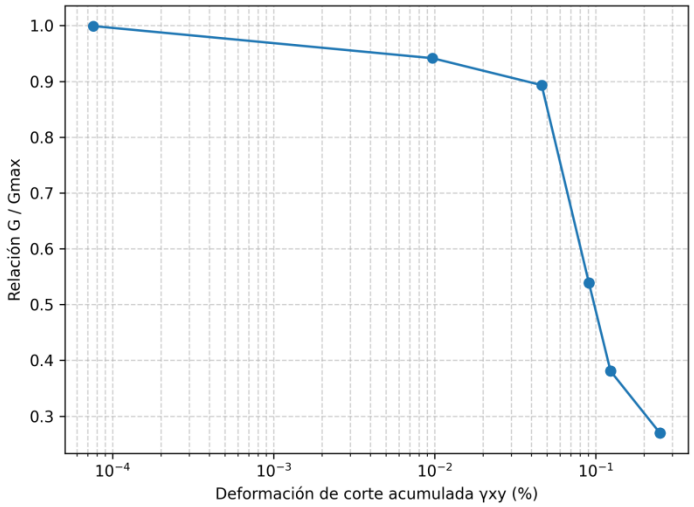

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

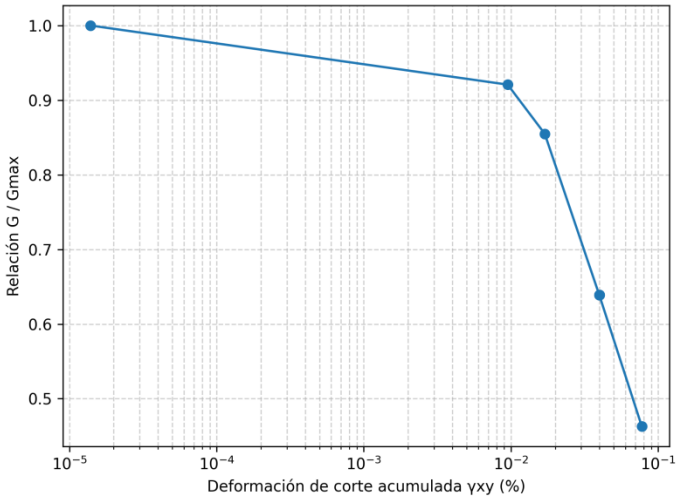

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

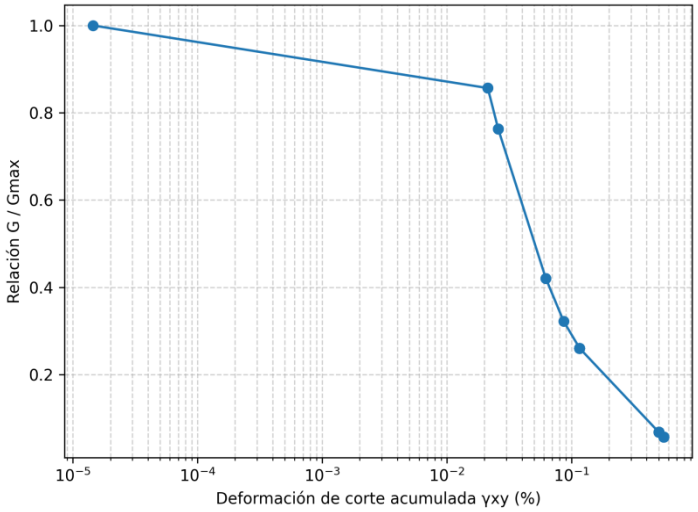

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

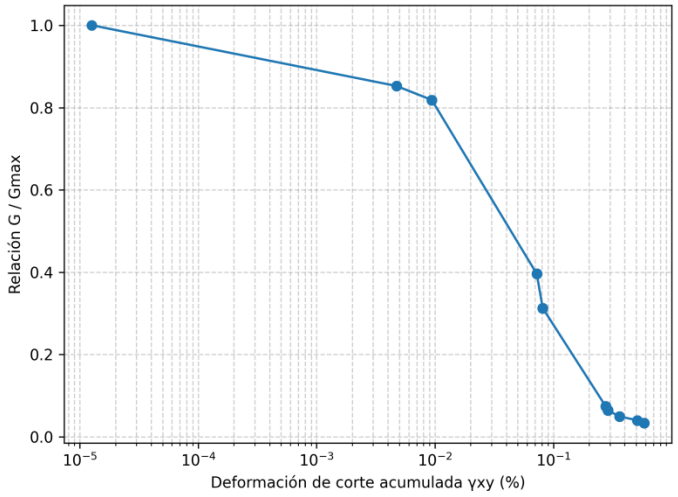

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

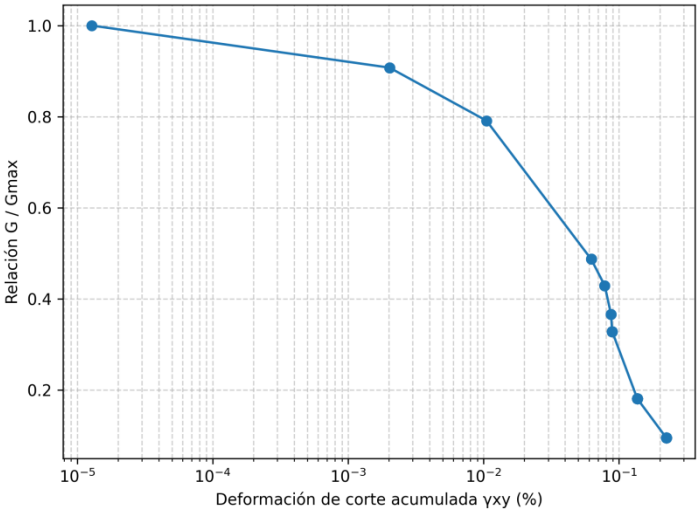

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

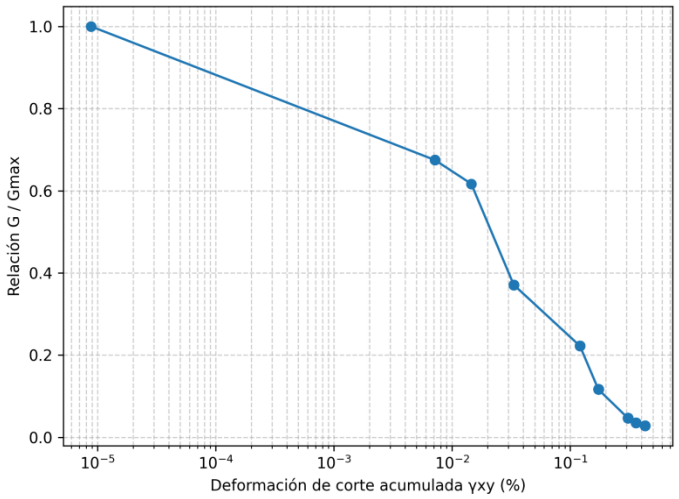

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

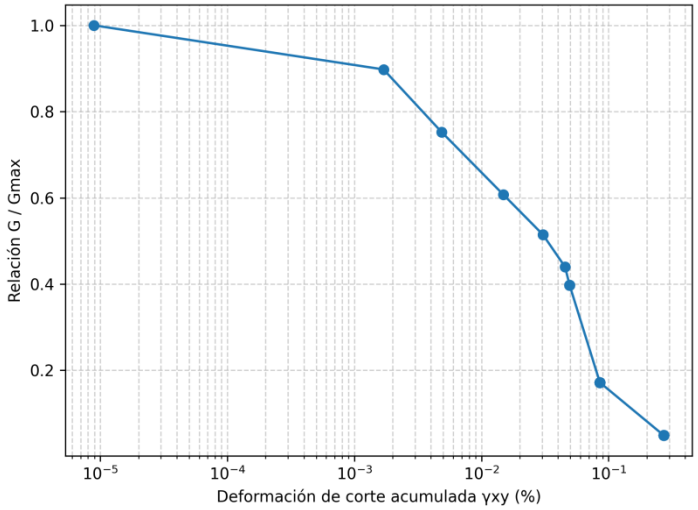

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

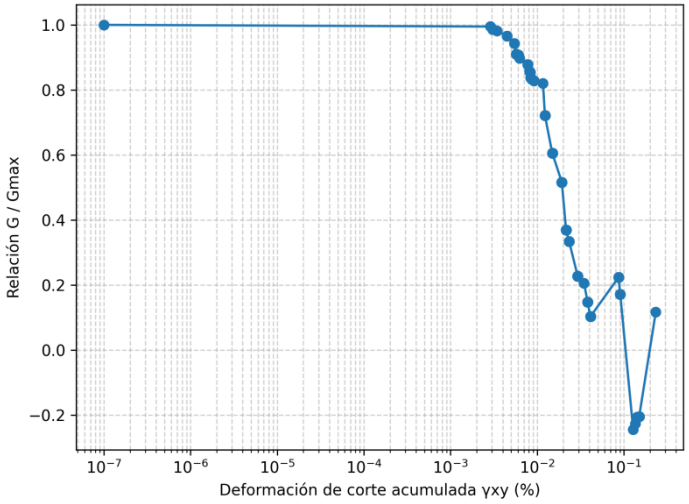

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

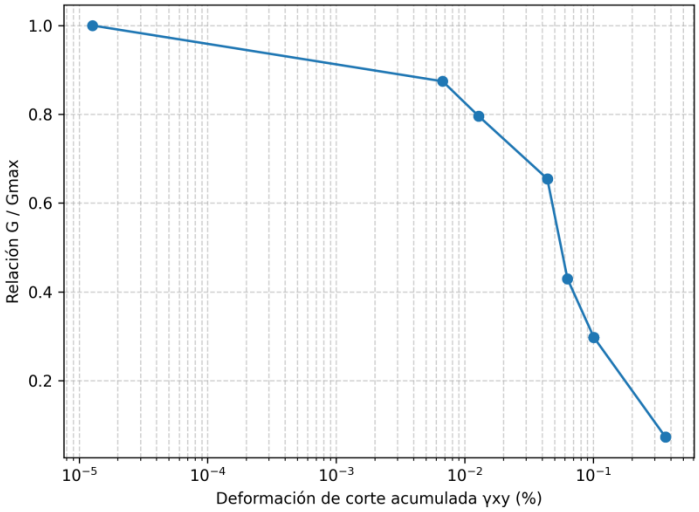

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

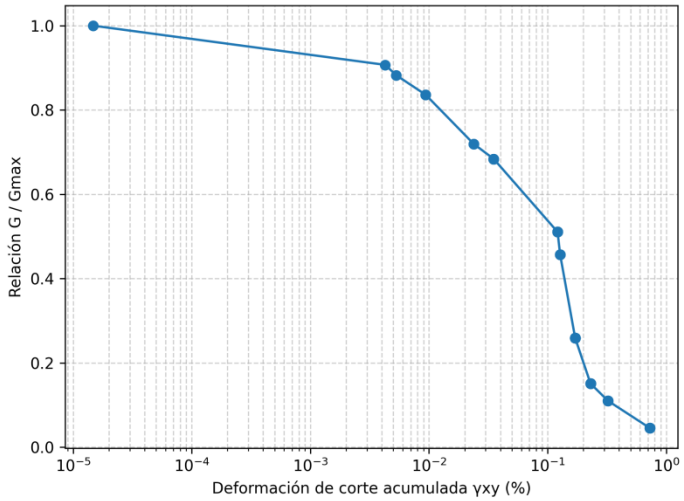

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

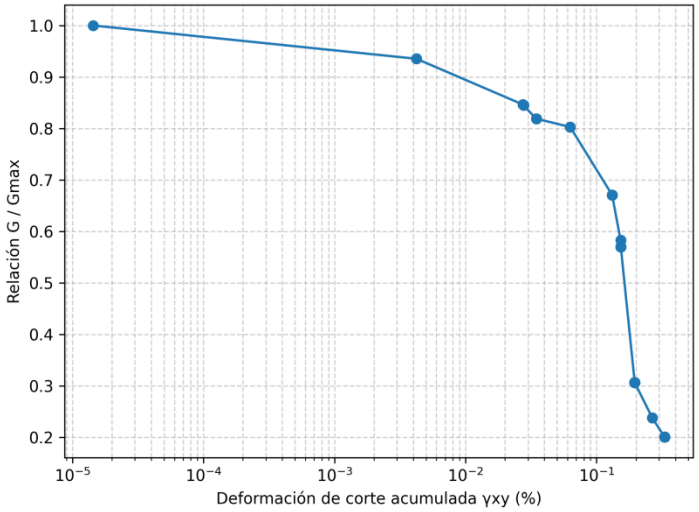

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

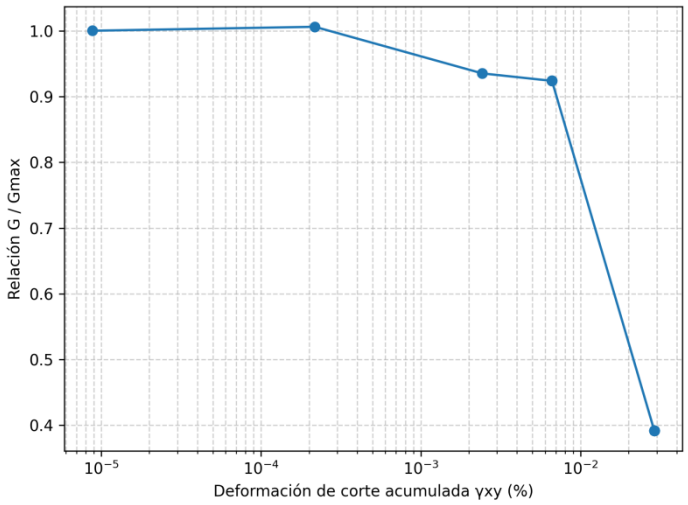

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

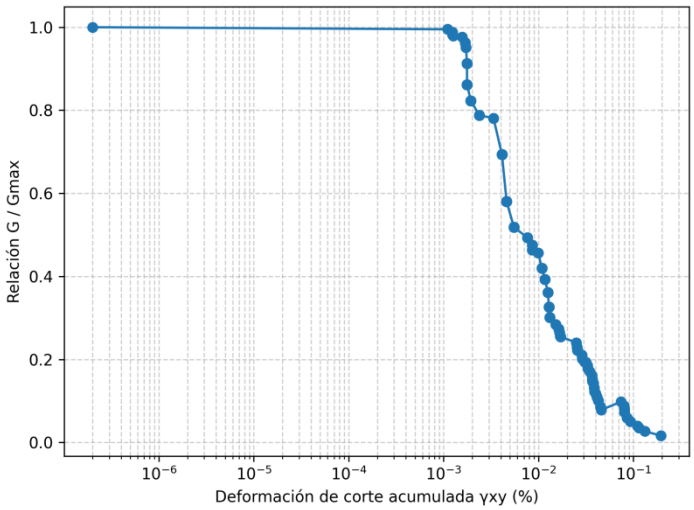

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
−0.2
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

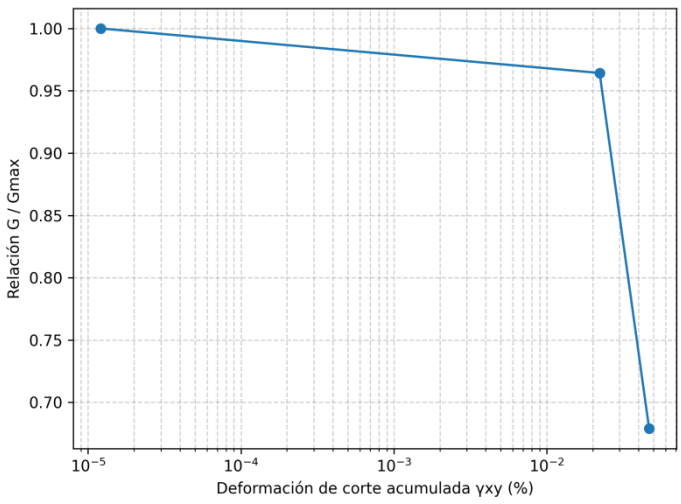

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

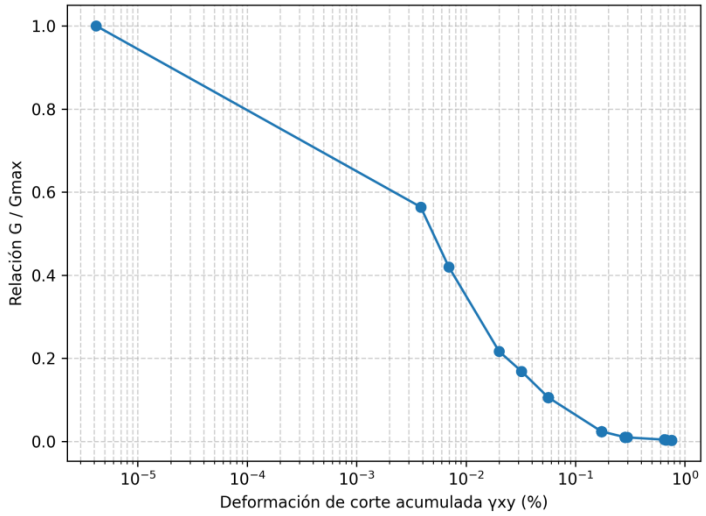

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

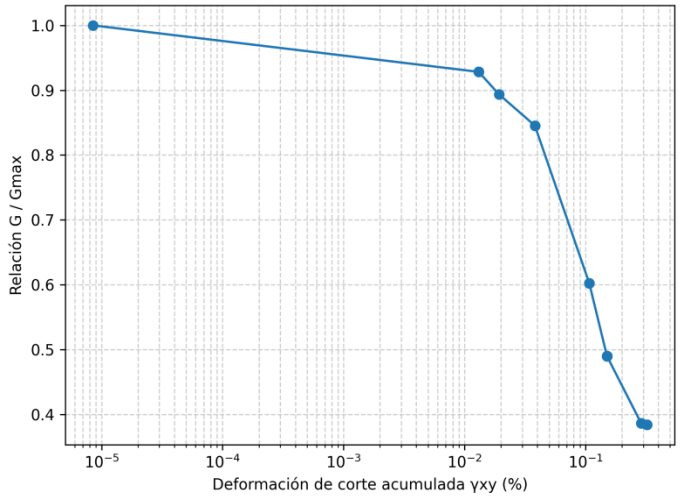

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

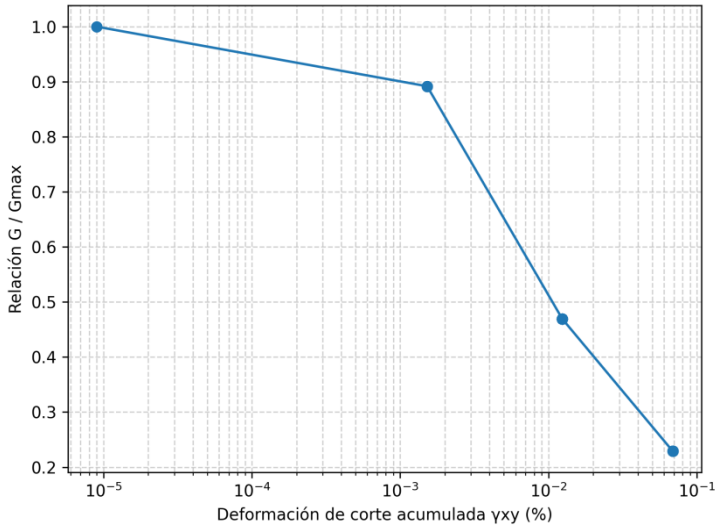

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

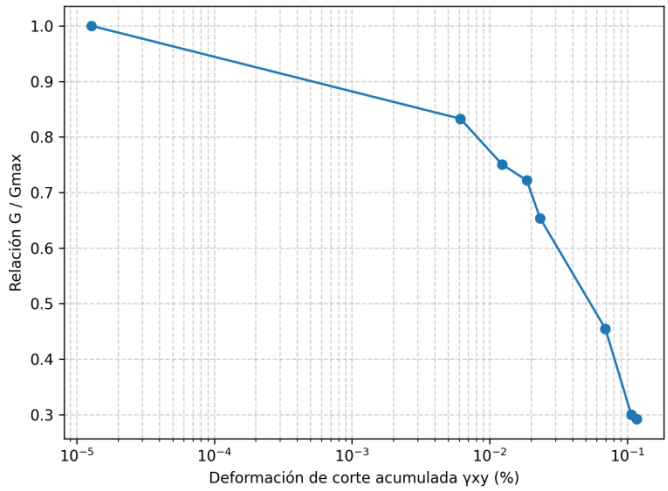

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

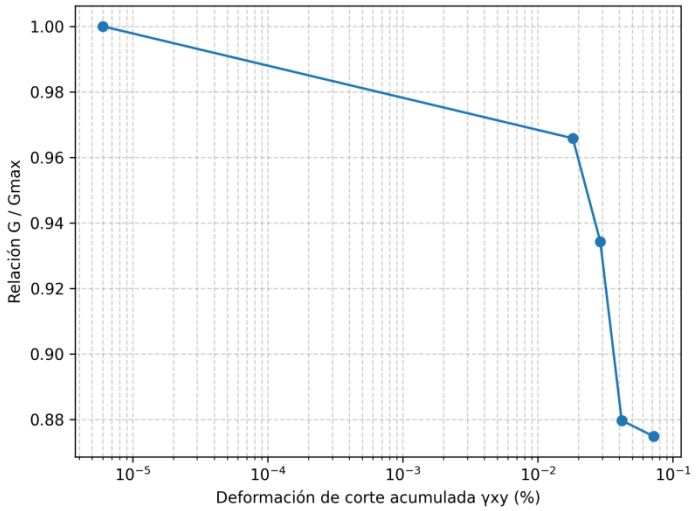

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

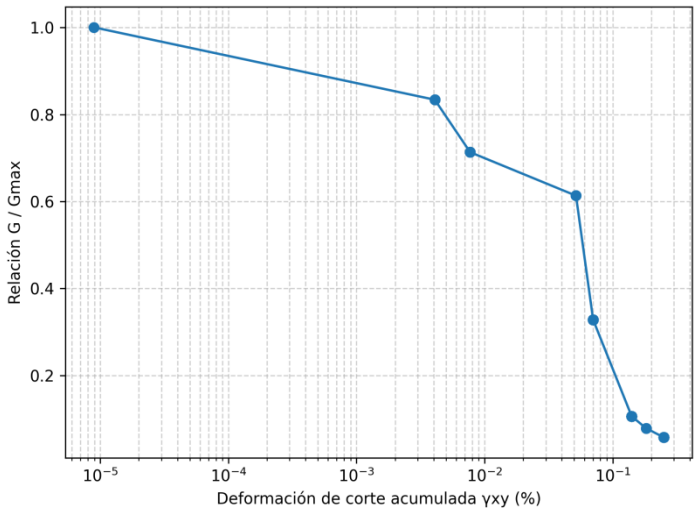

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

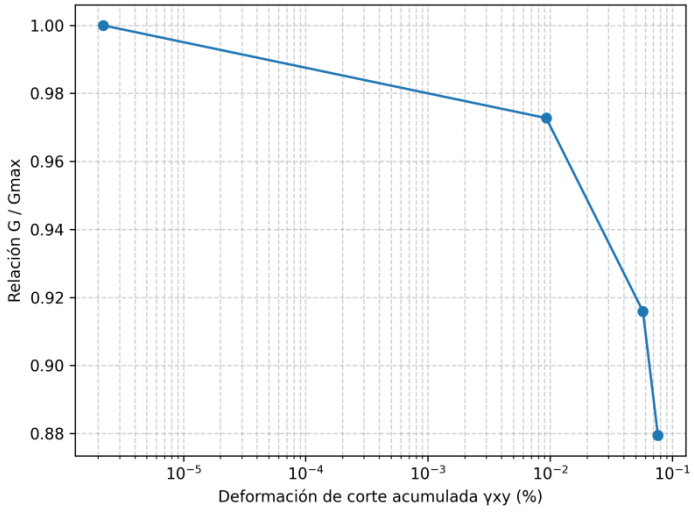

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

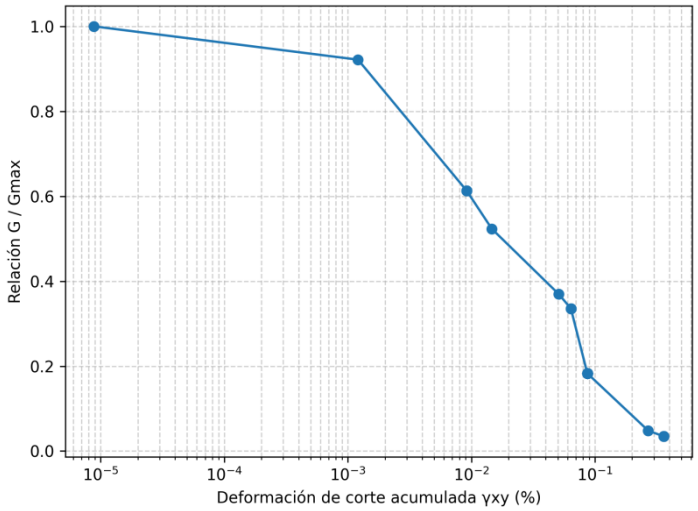

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

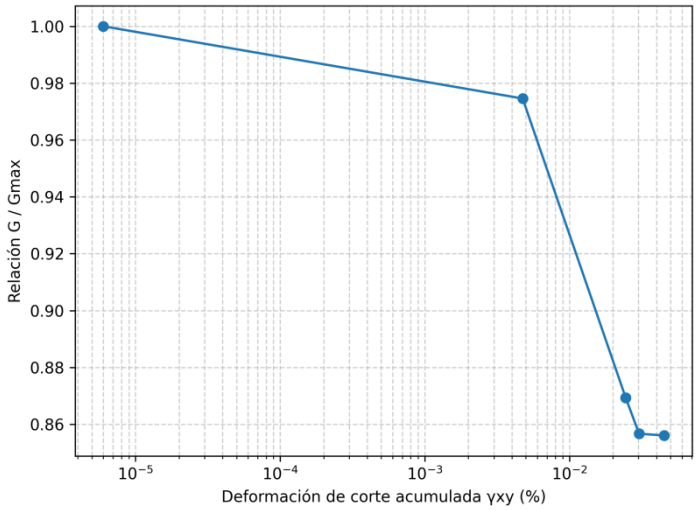

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

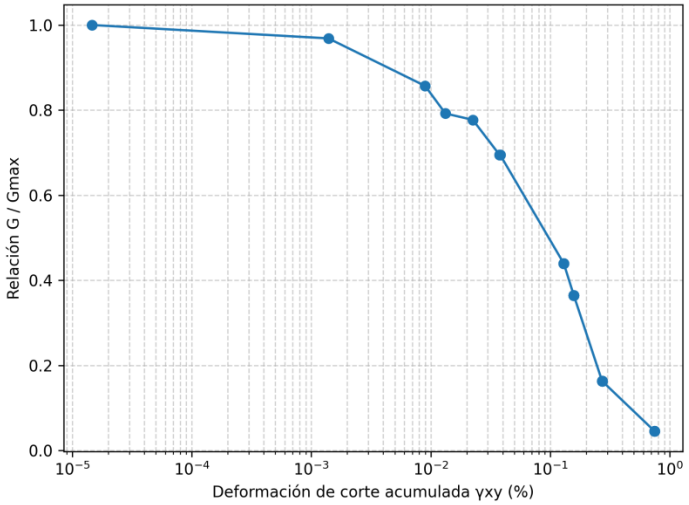

Relación G / Gmax
1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

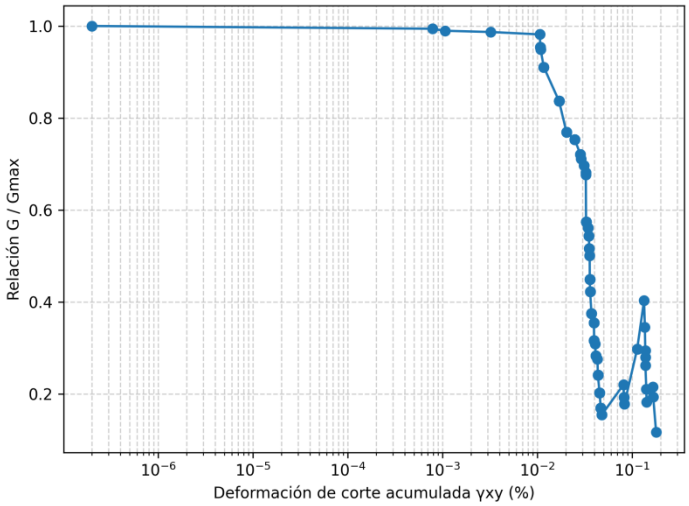

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

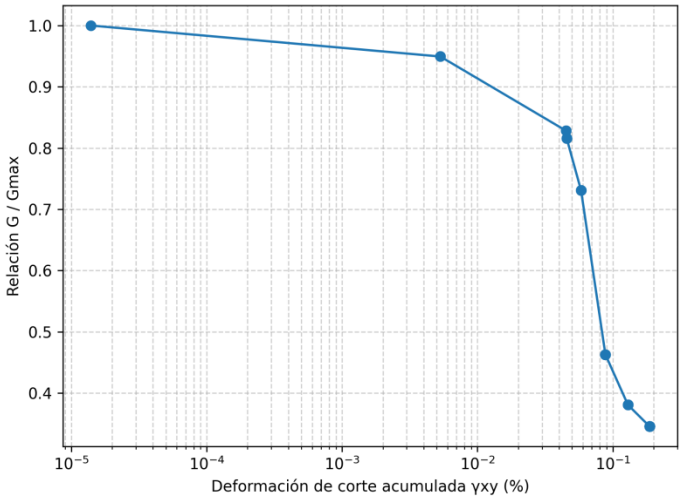

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

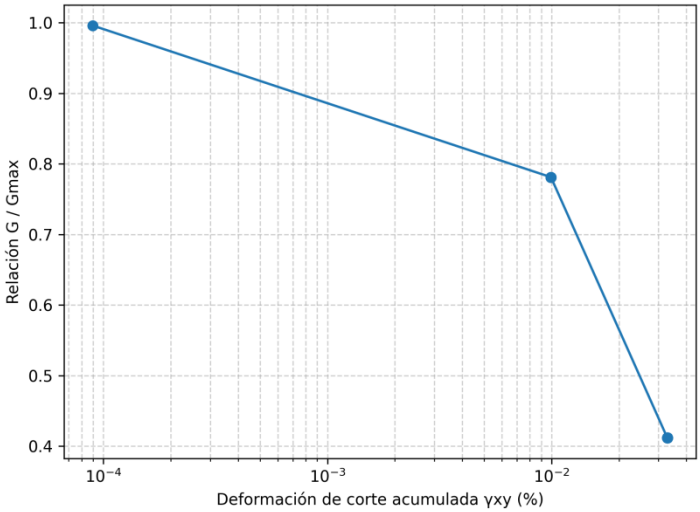

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

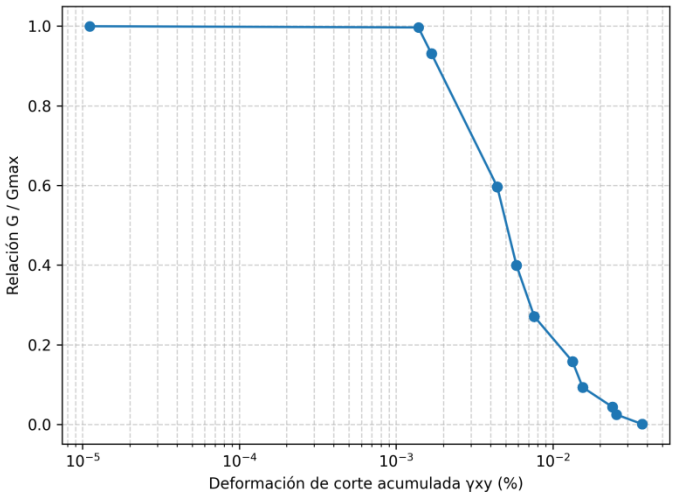

1.00
0.98
0.96
0.94
0.92
0.90
0.88
0.86
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

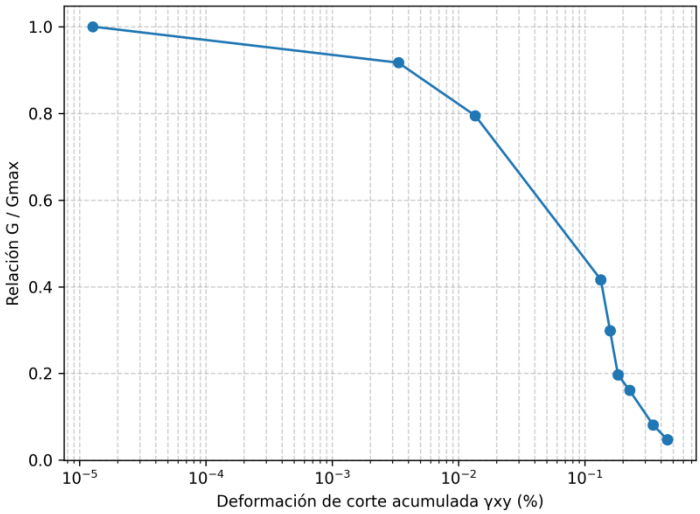

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

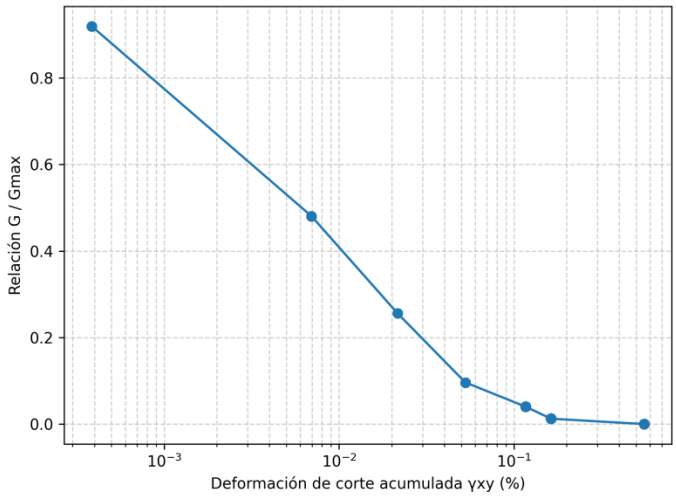

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

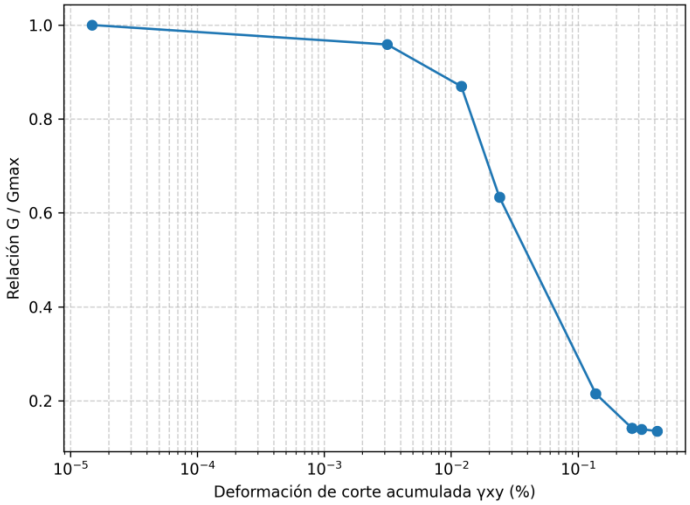

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

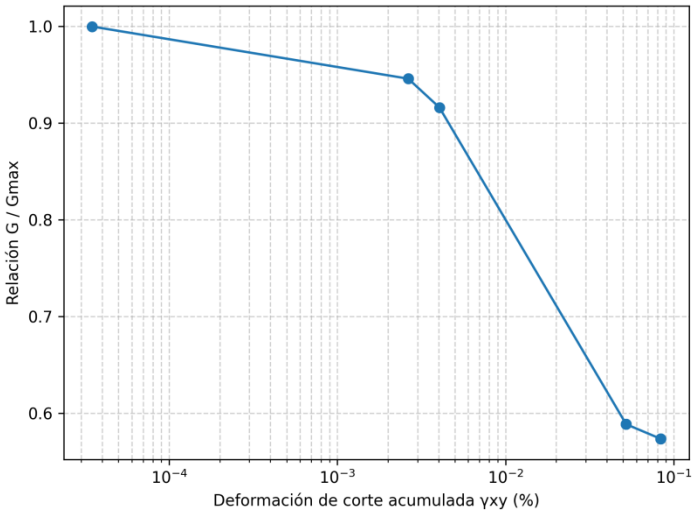

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

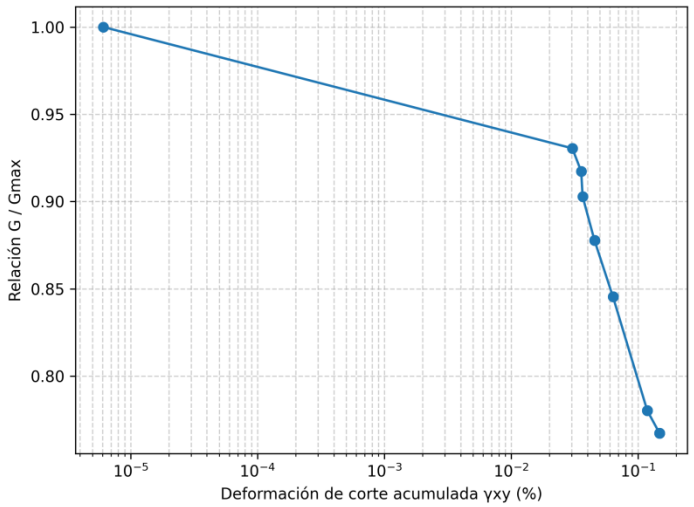

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

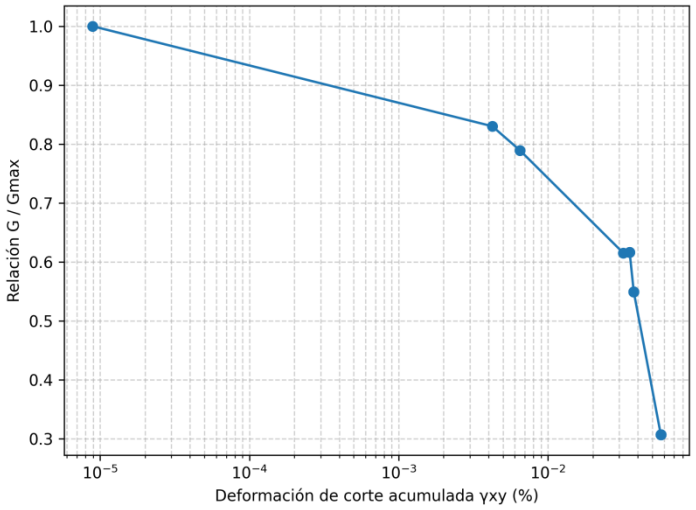

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

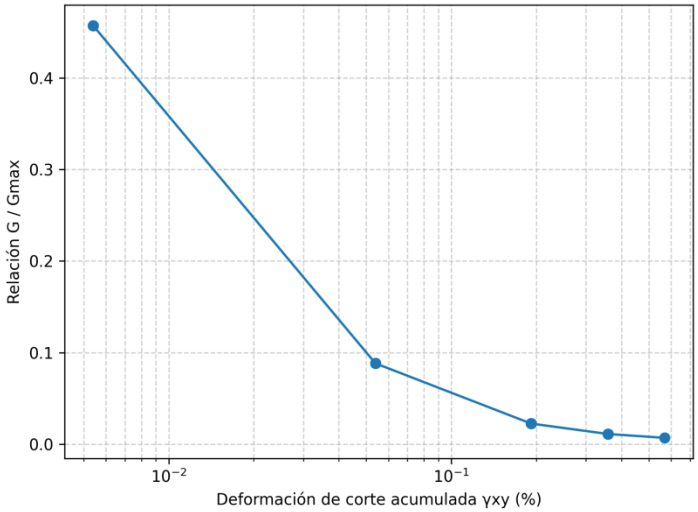

Relación G / Gmax
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

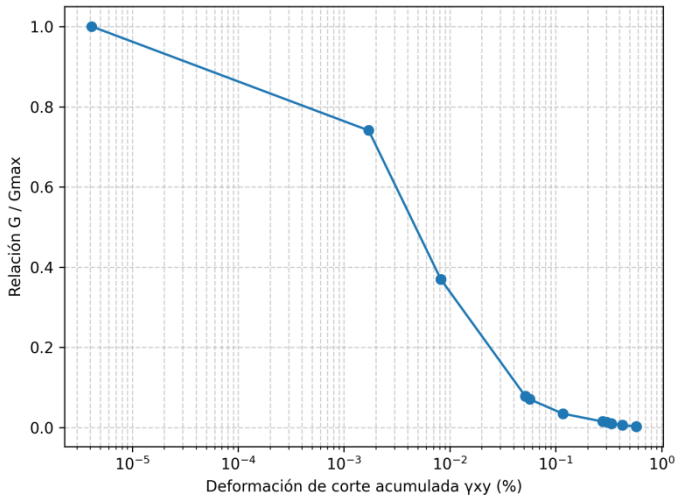

Relación G / Gmax
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

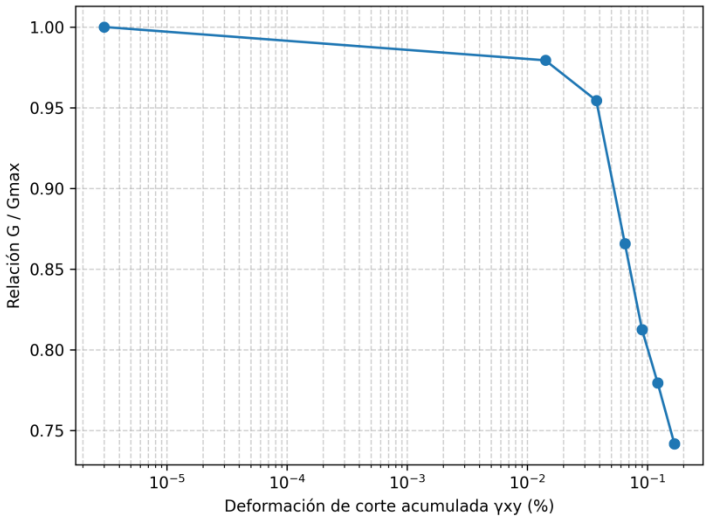

Relación G / Gmax
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

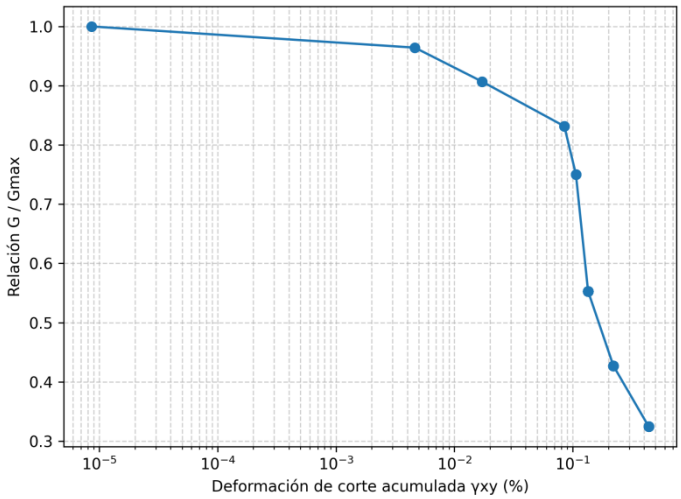

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

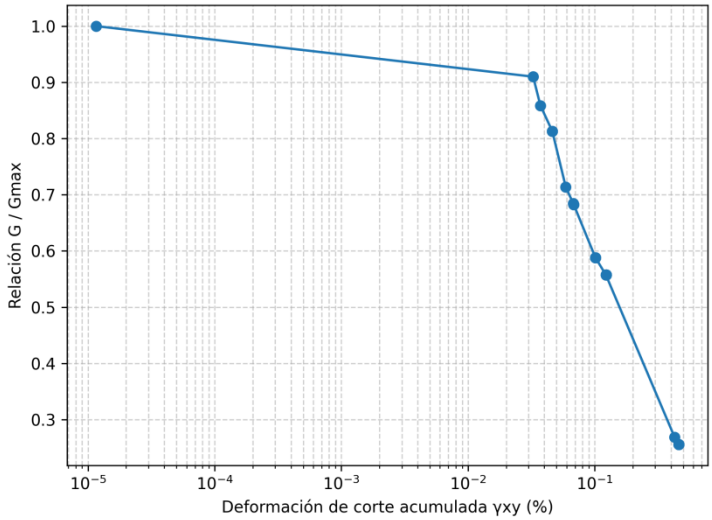

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

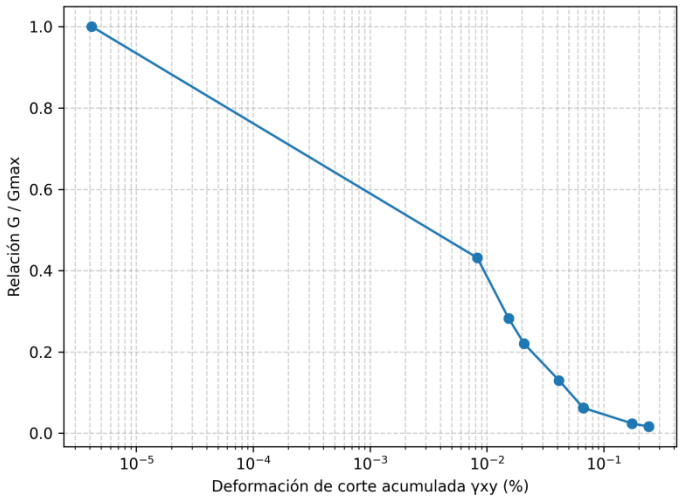

0.4
0.3
0.2
0.1
0.0
Relación G / Gmax
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

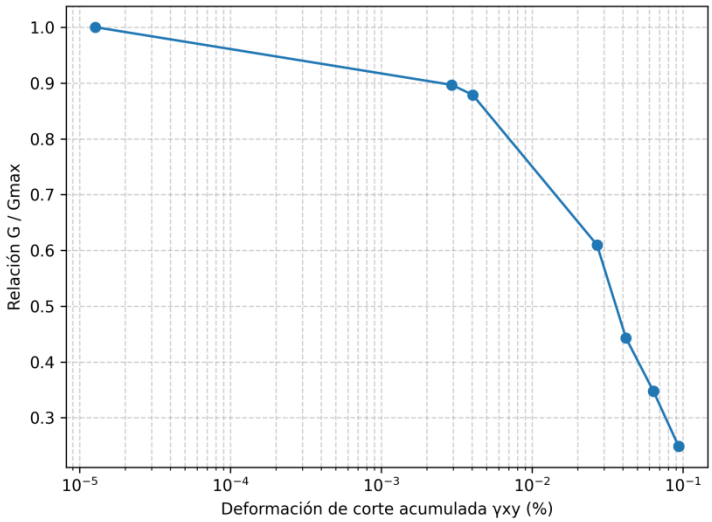

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

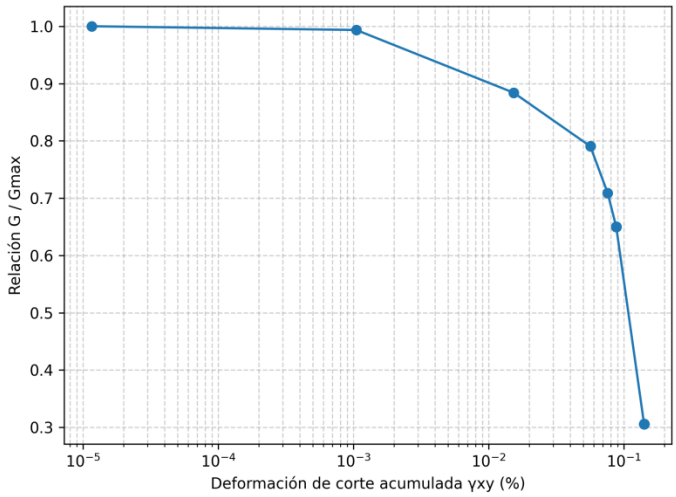

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

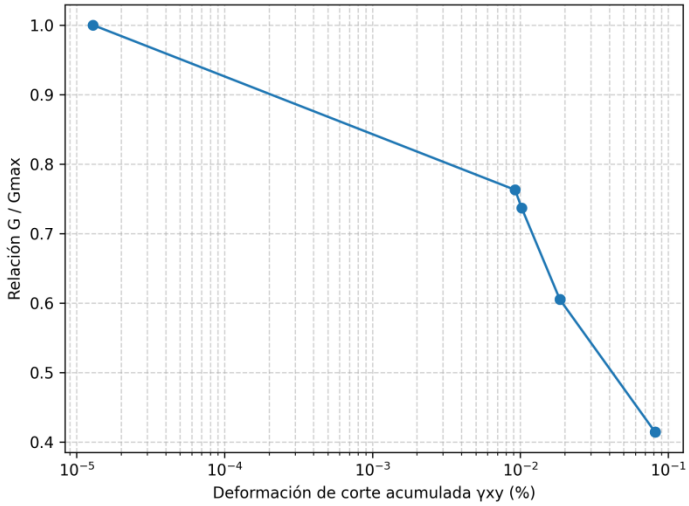

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

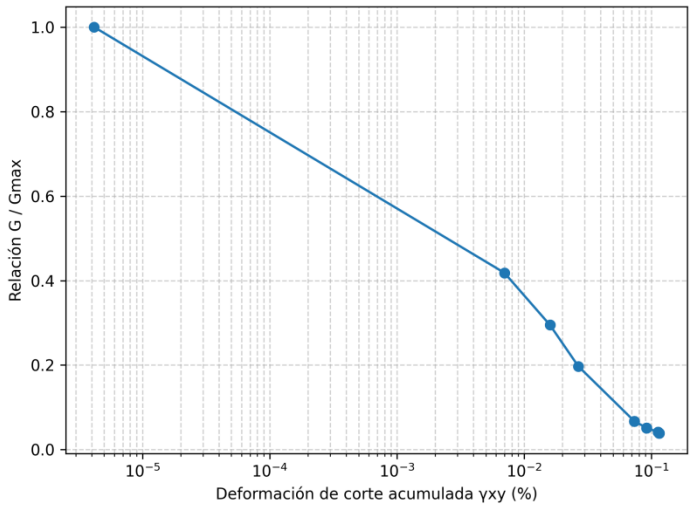

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

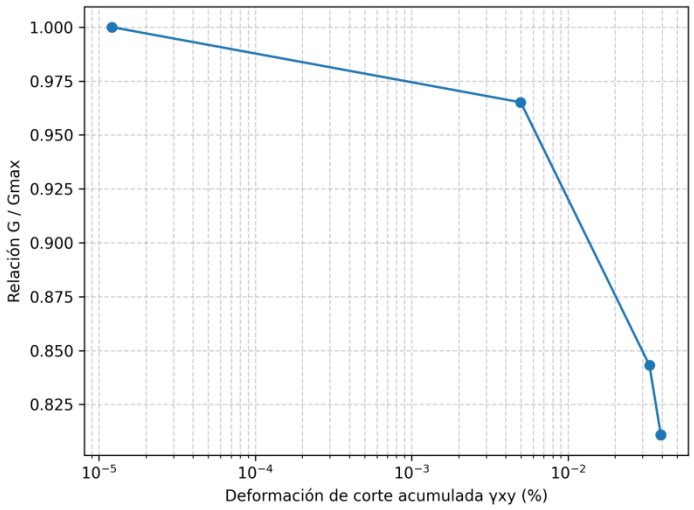

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

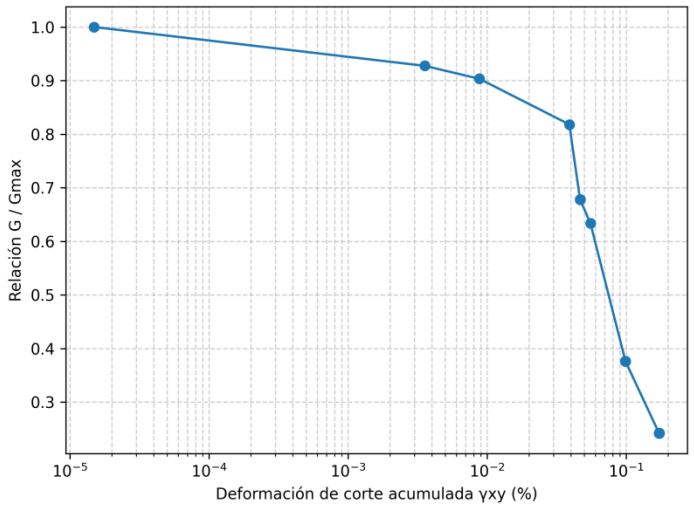

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

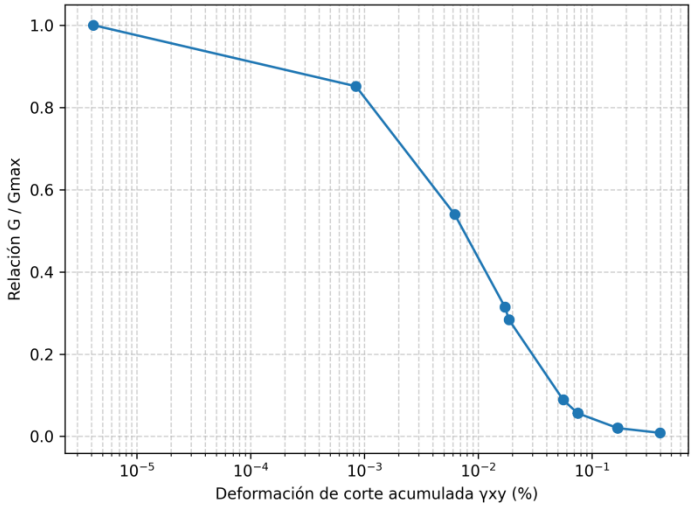

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

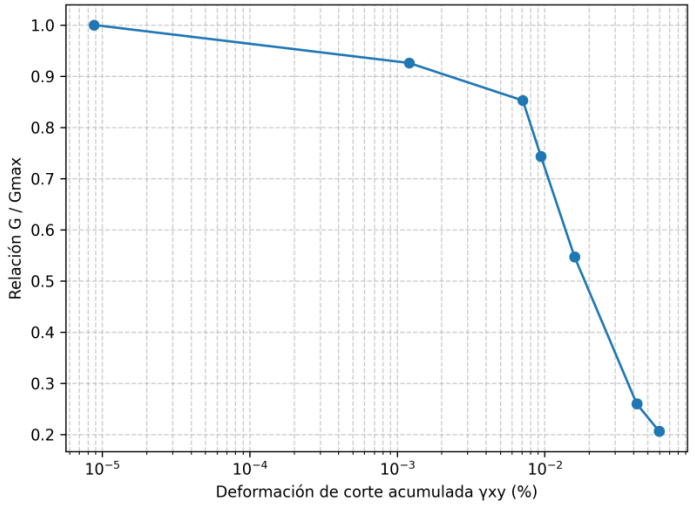

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

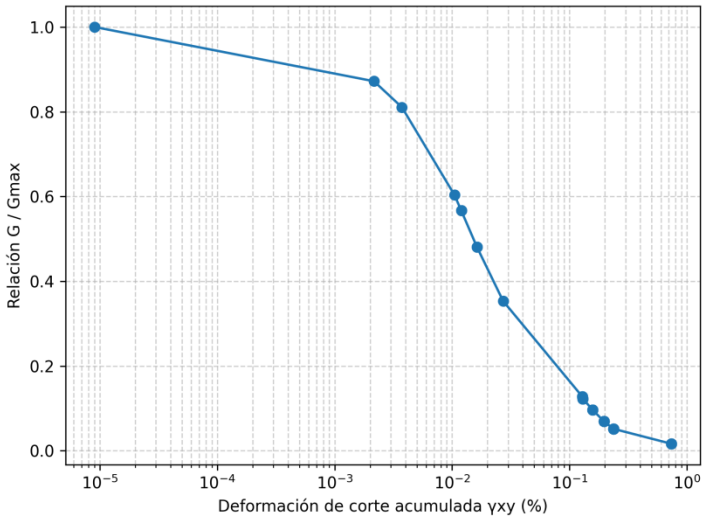

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

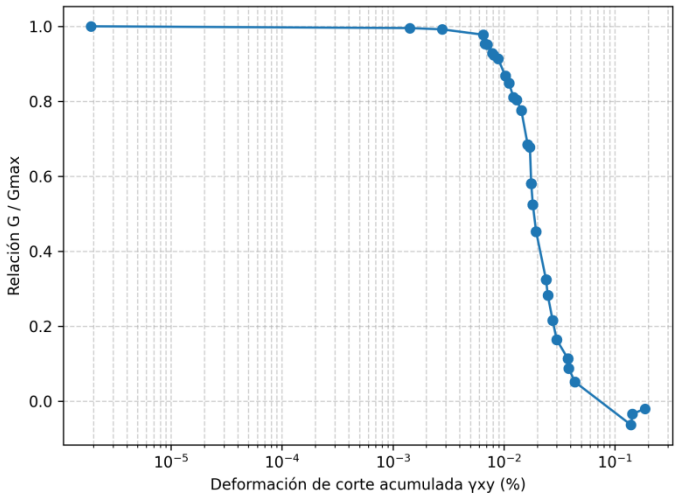

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

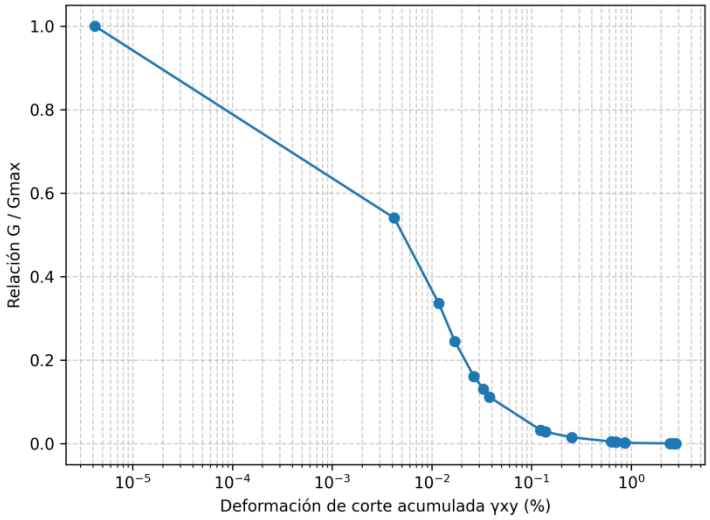

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

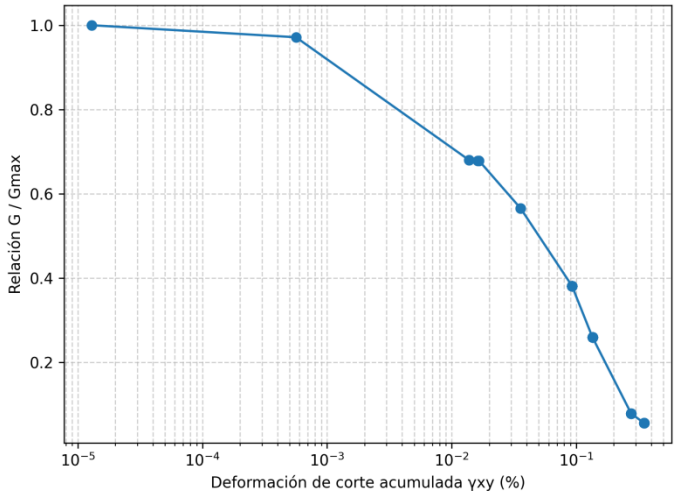

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

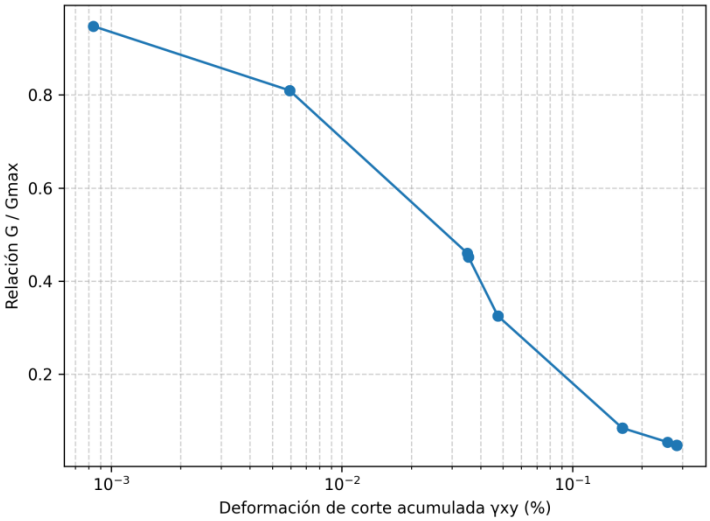

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

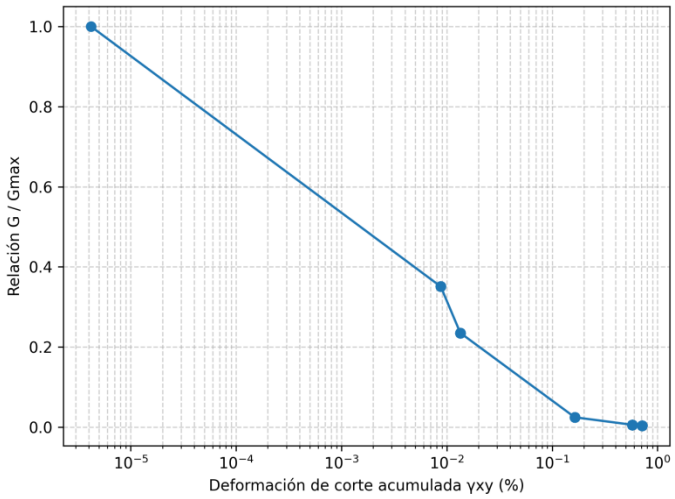

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

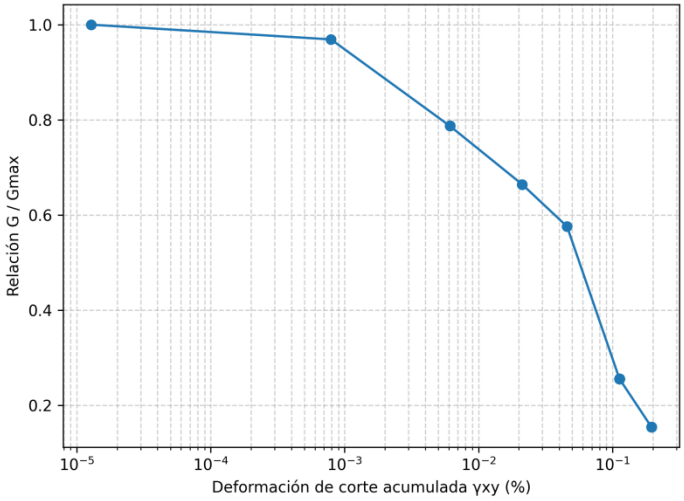

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

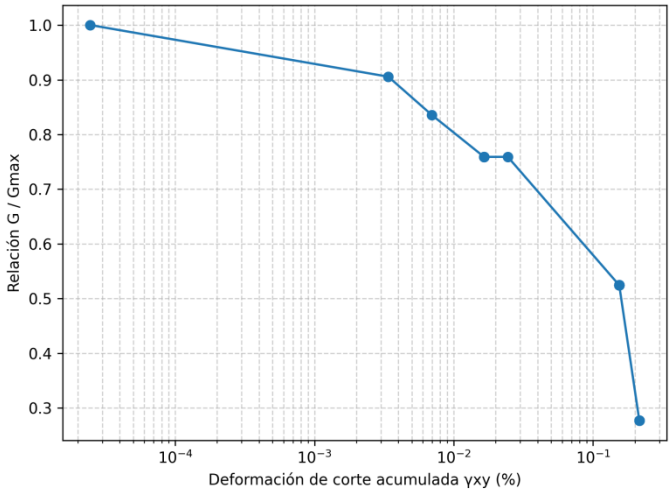

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

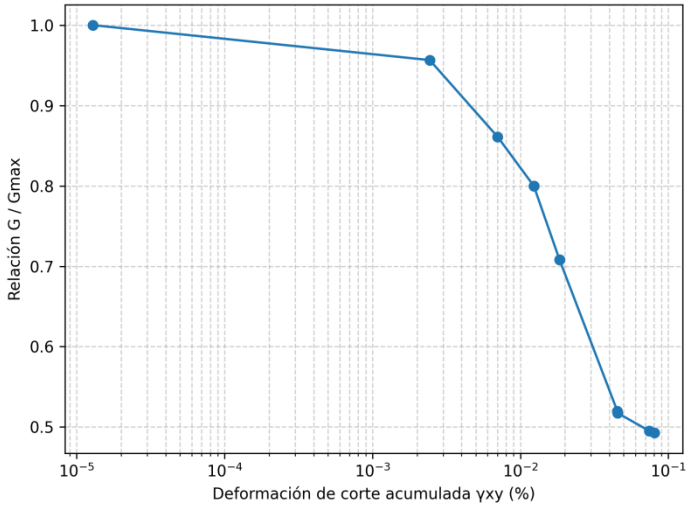

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

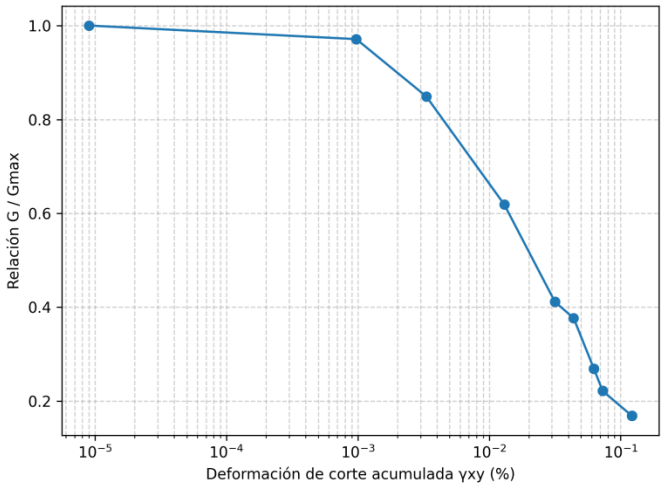

Relación G / Gmax
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

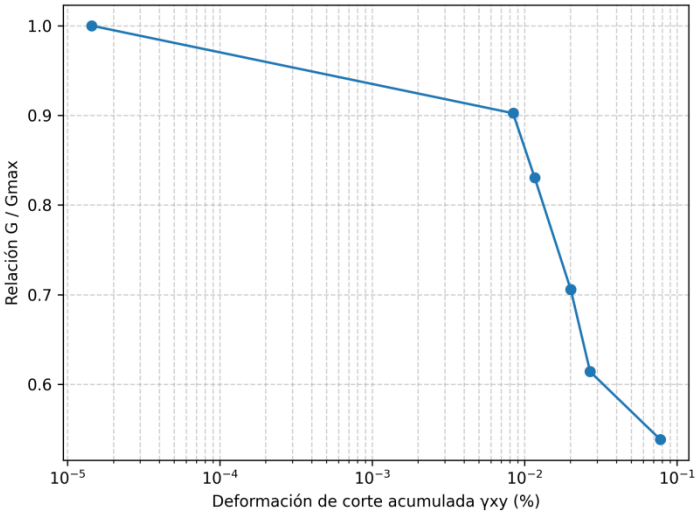

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

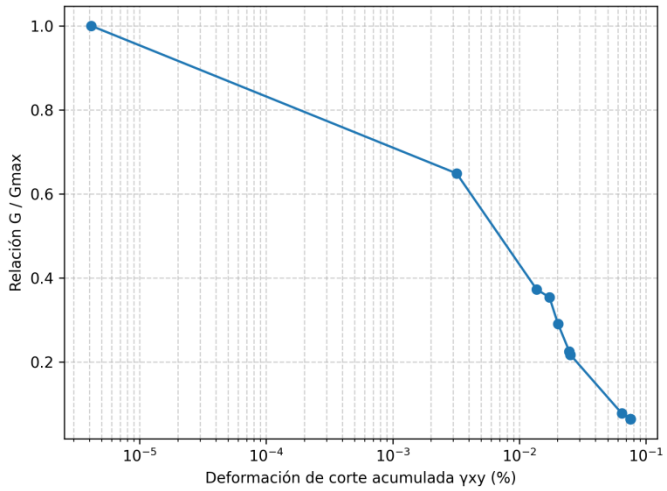

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

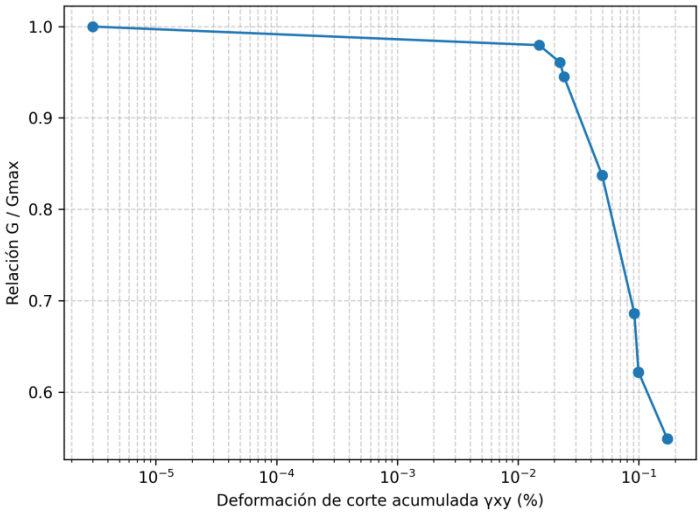

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

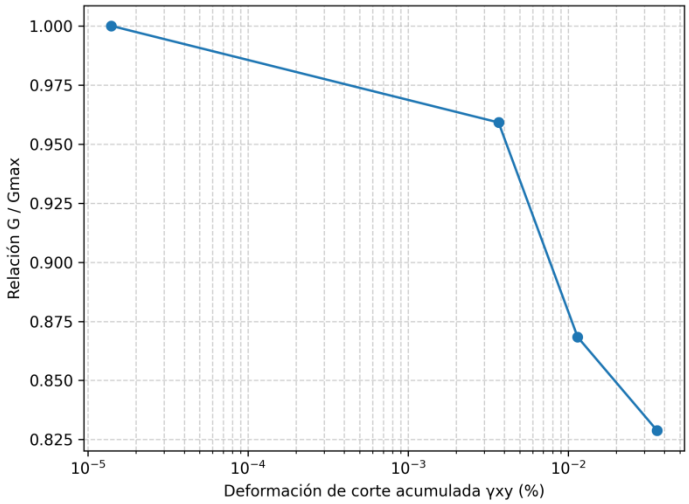

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

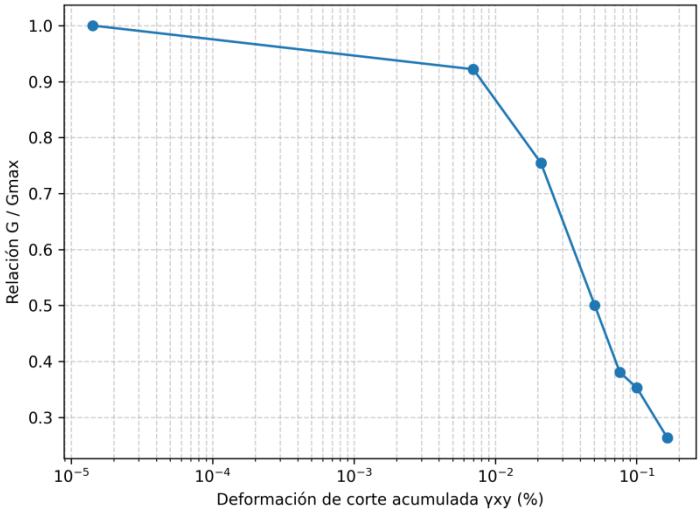

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

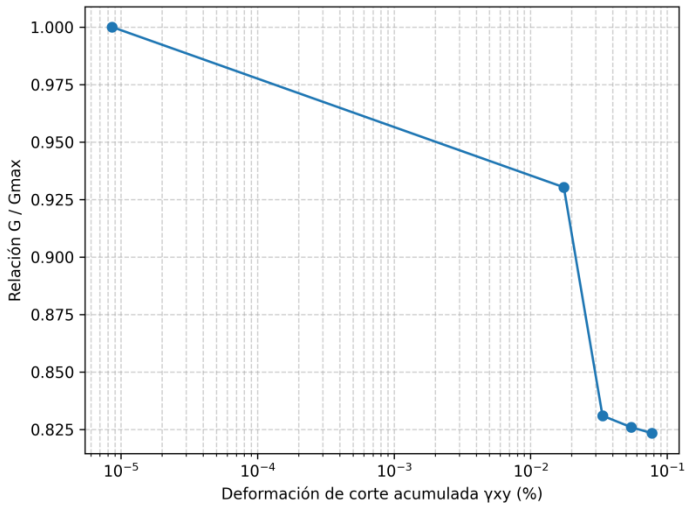

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

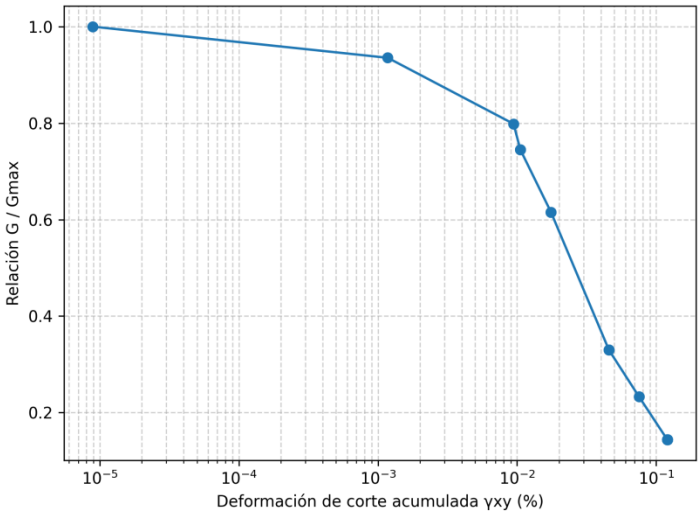

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

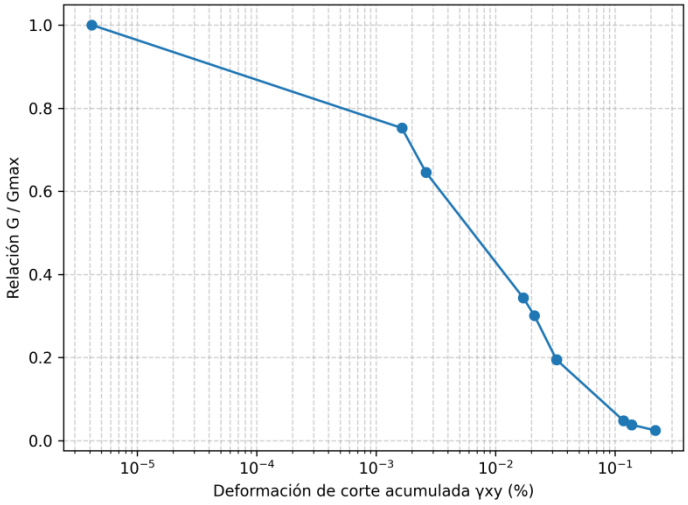

1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

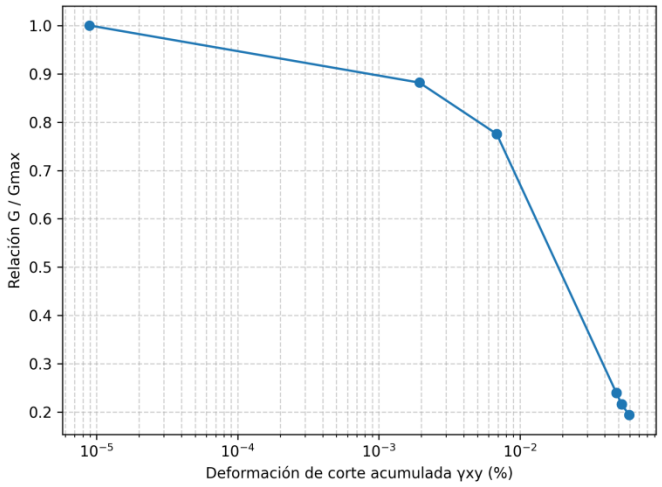

1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

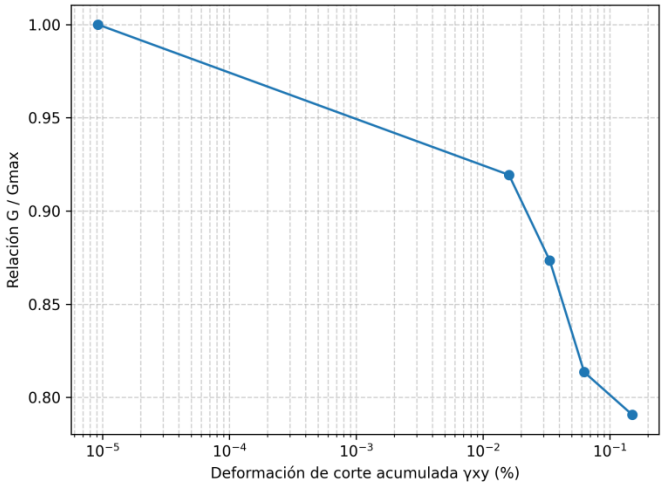

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

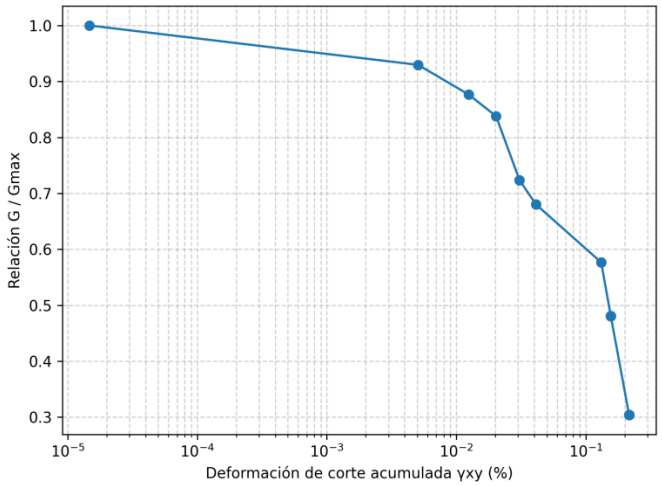

Relación G / Gmax
1.000
0.975
0.950
0.925
0.900
0.875
0.850
0.825
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

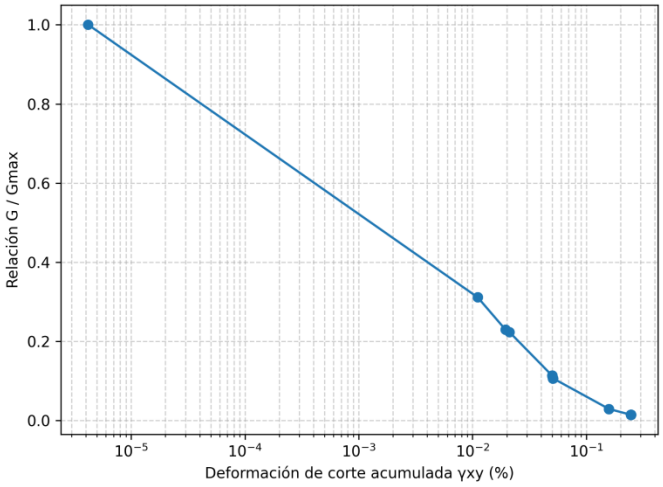

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

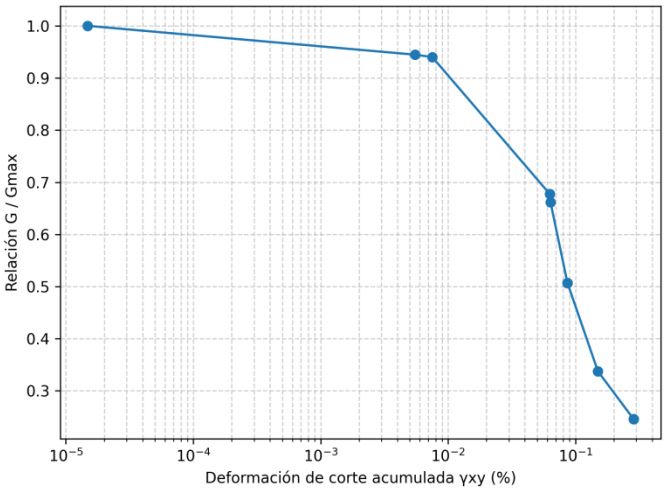

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

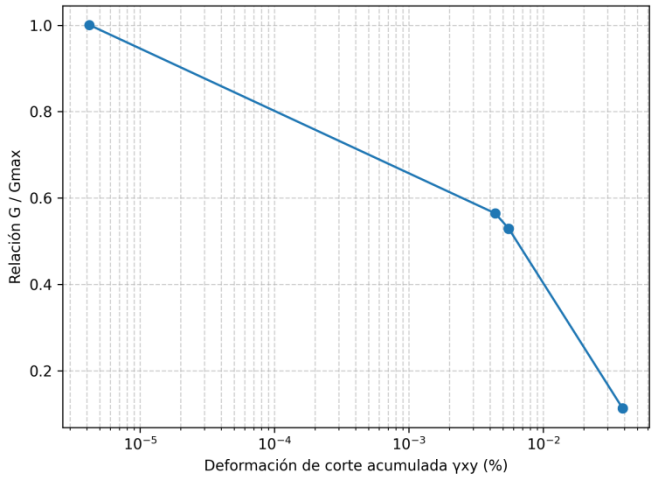

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

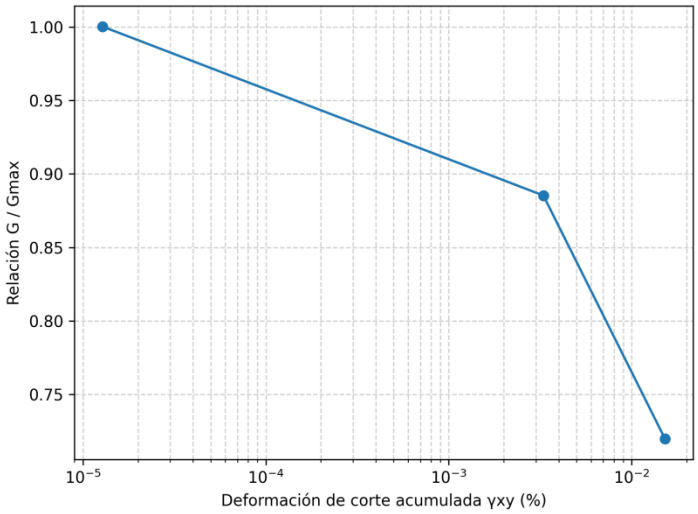

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

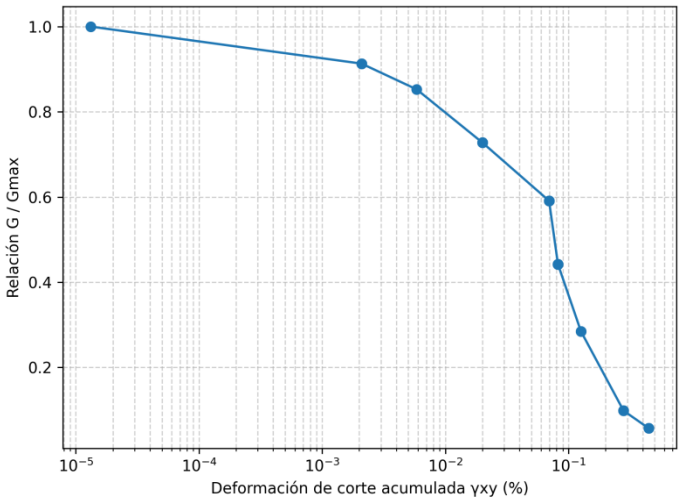

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

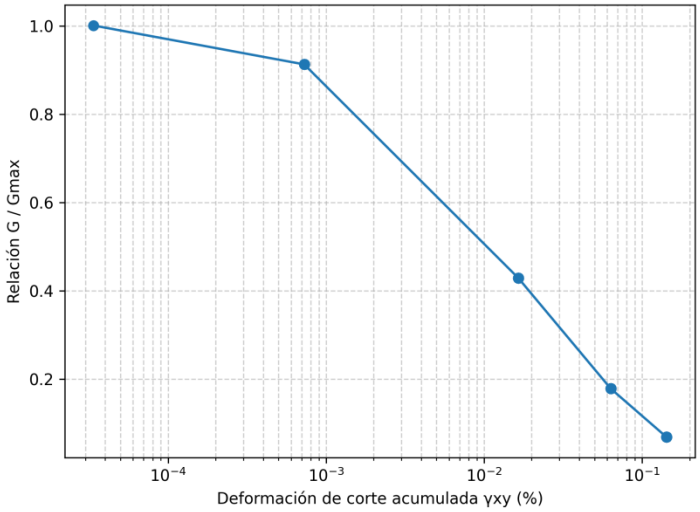

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

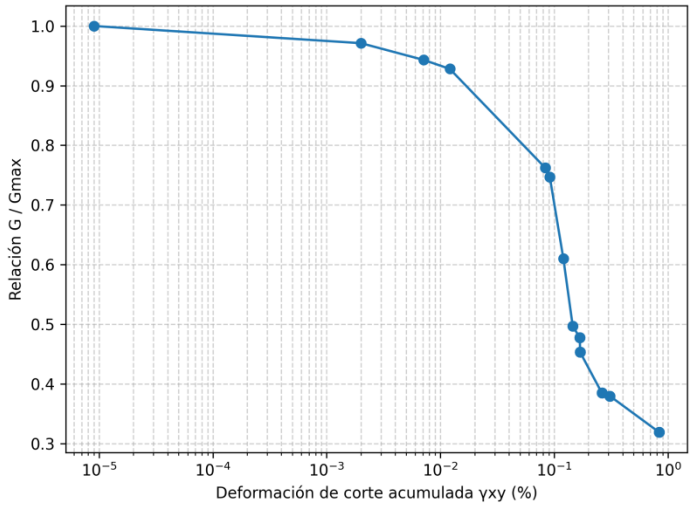

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

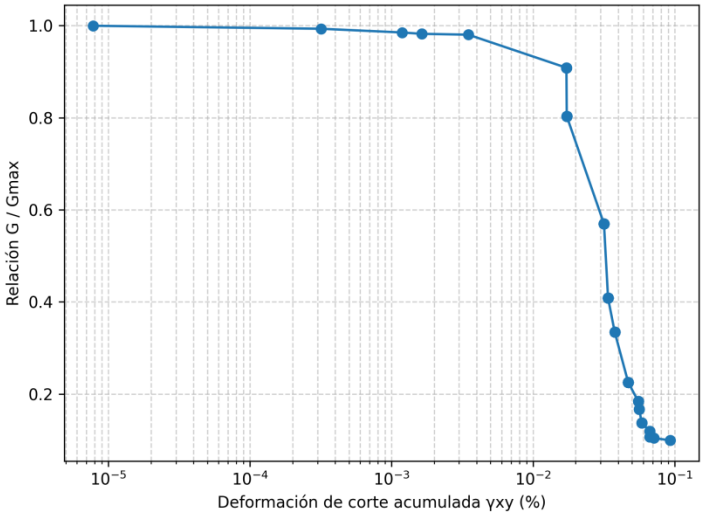

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

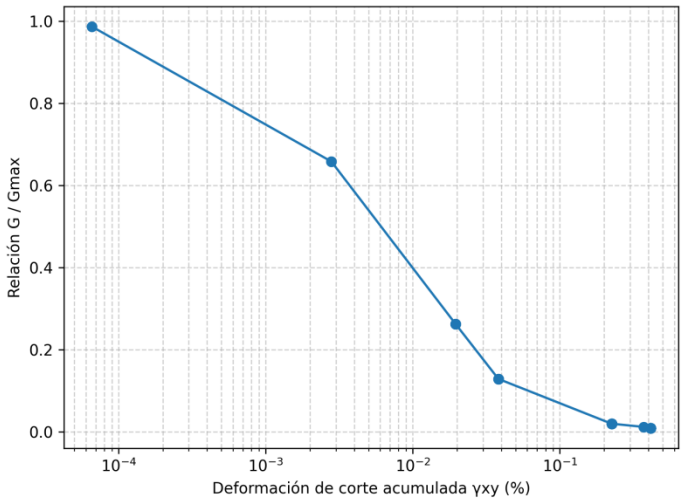

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

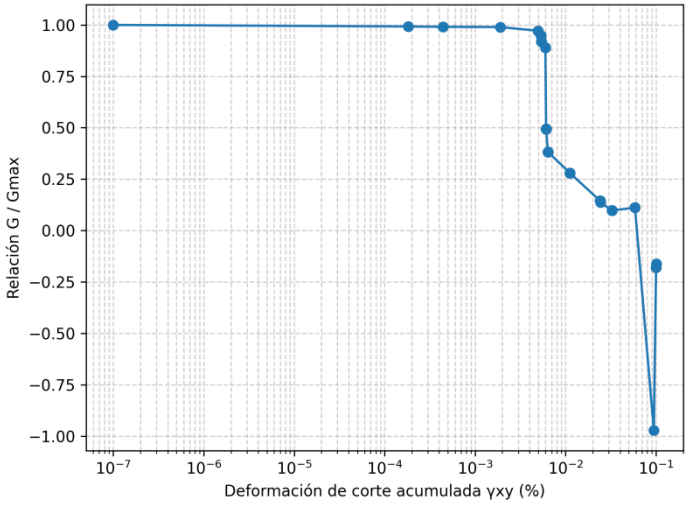

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

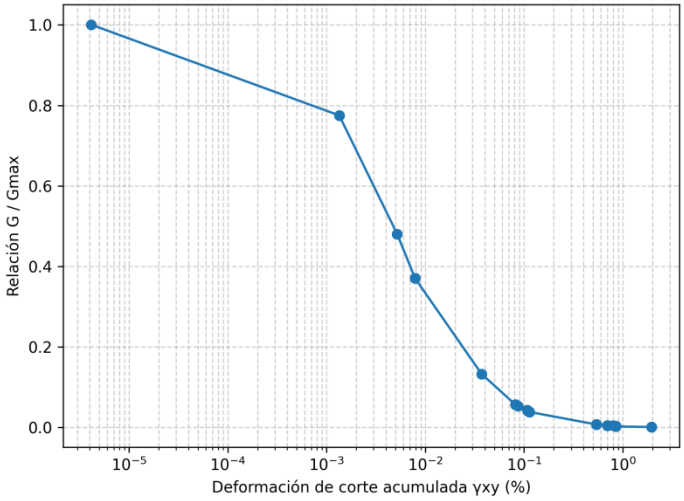

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

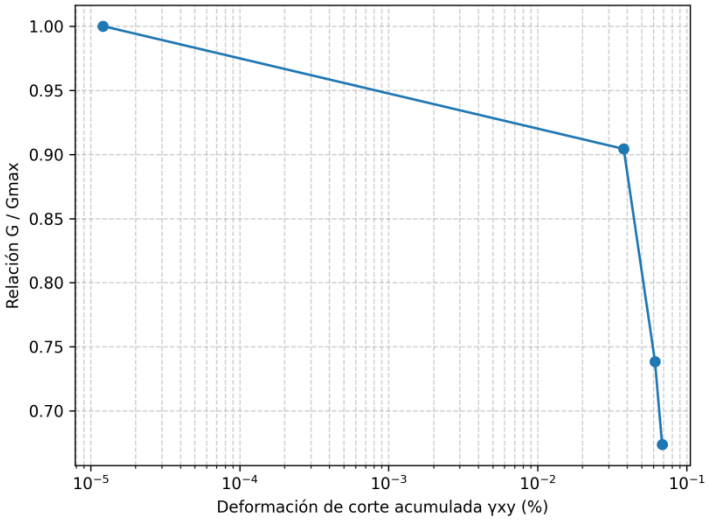

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

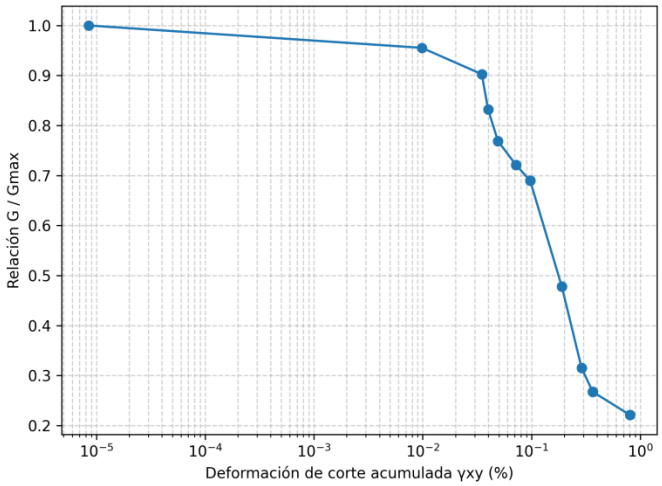

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

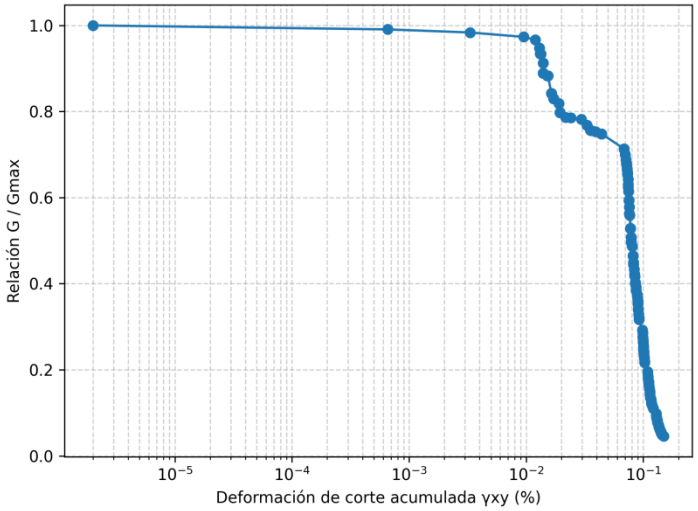

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

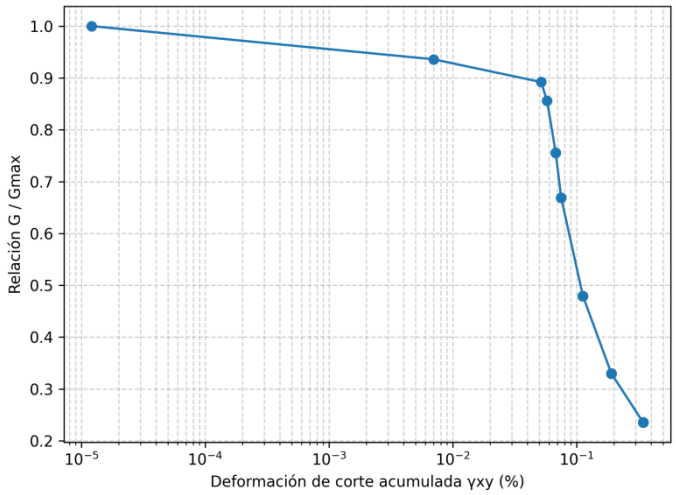

Relación G / Gmax
1.00
0.75
0.50
0.25
0.00
−0.25
−0.50
−0.75
−1.00
10^{-7}
10^{-6}
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

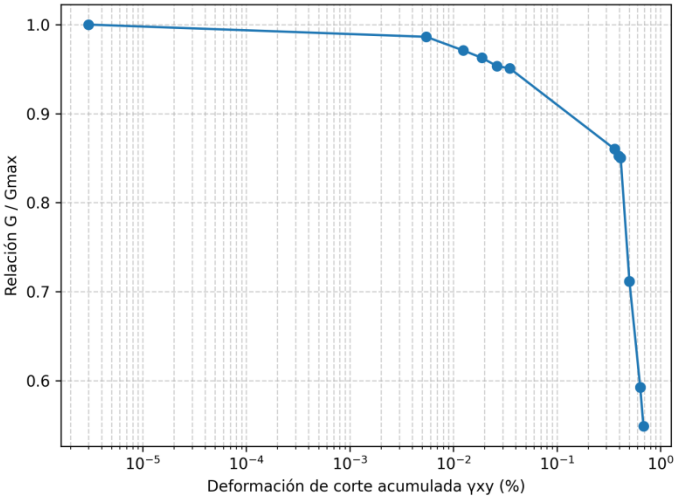

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

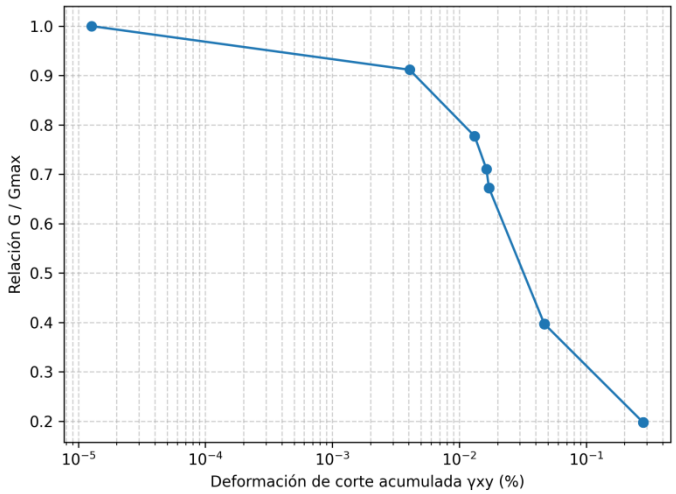

Relación G / Gmax
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

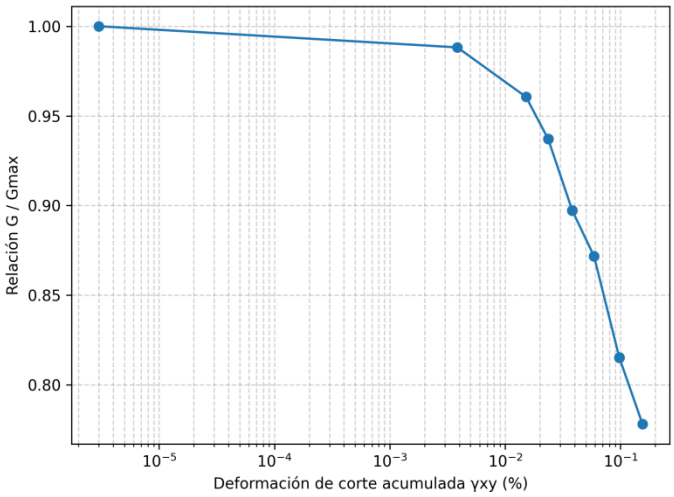

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

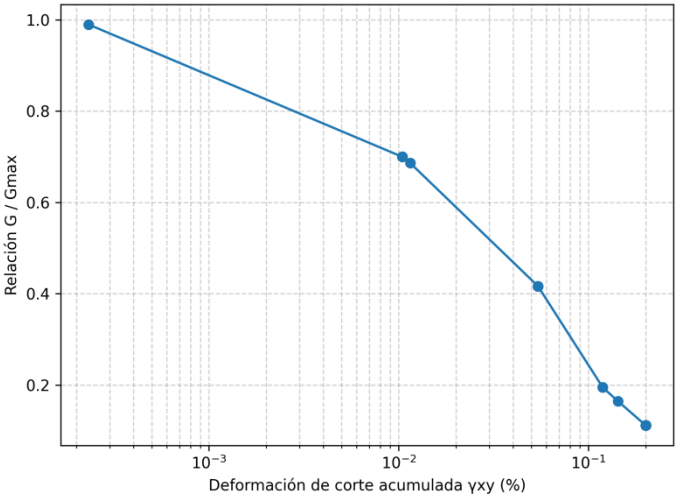

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

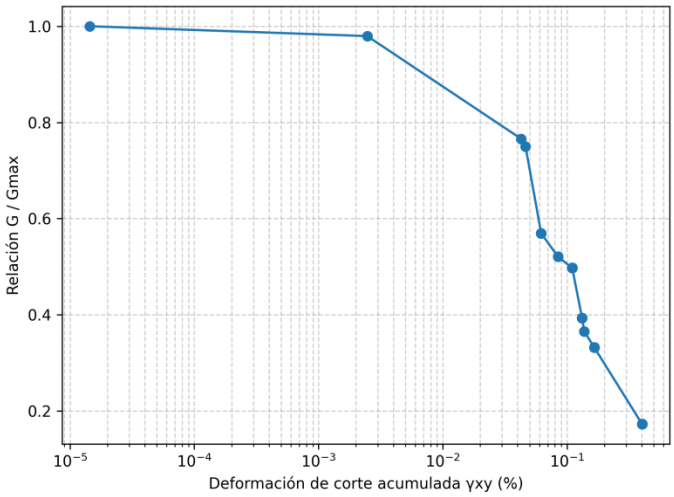

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

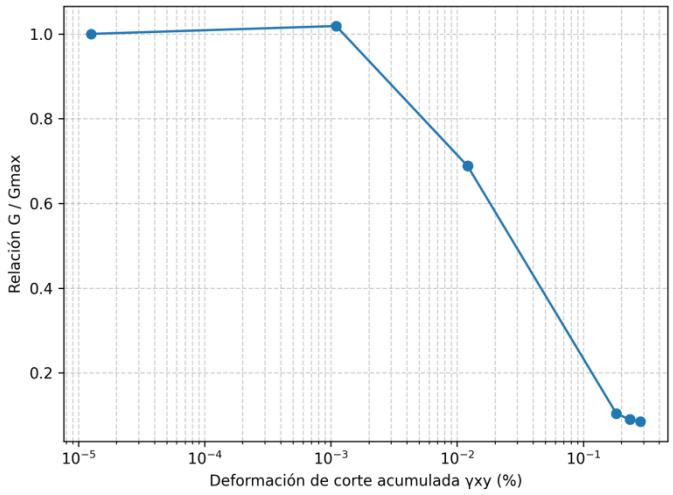

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
10^{0}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

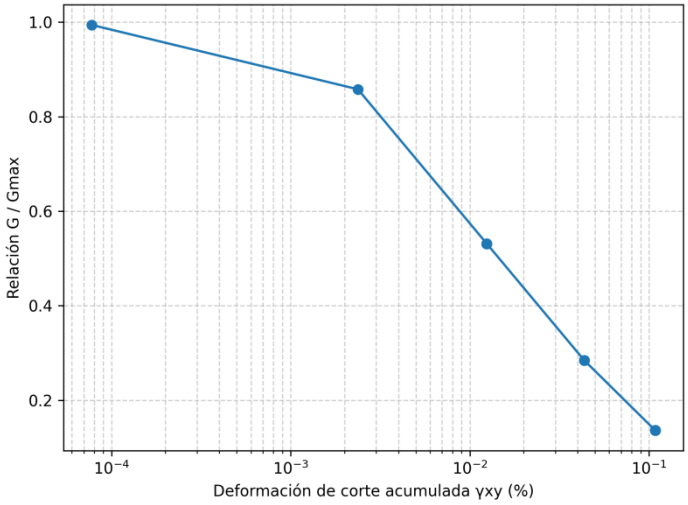

Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

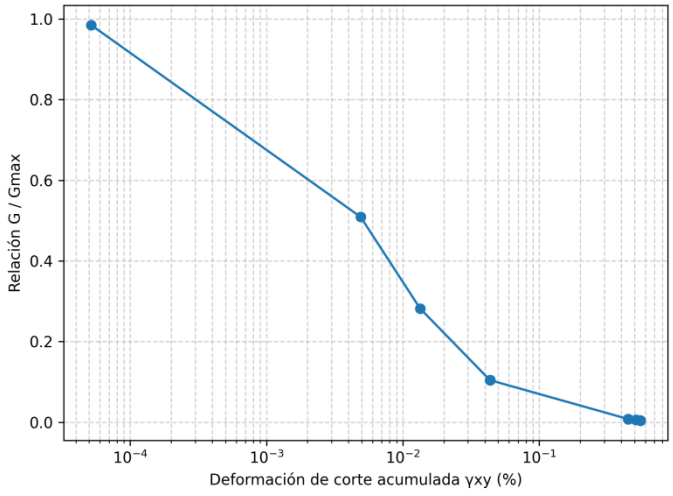

1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

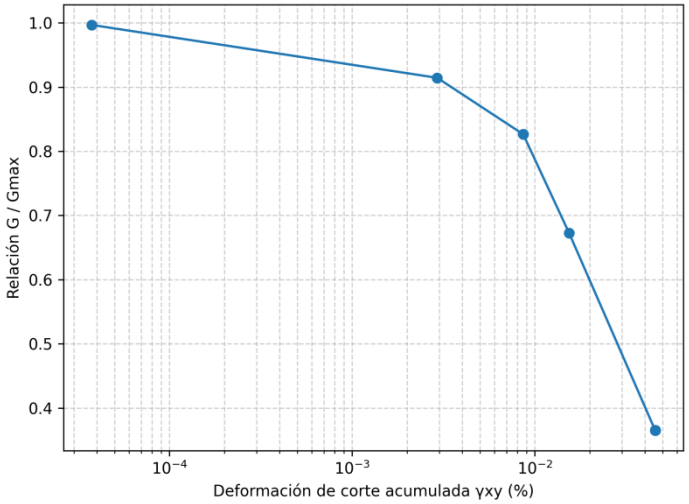

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
Relación G / Gmax
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

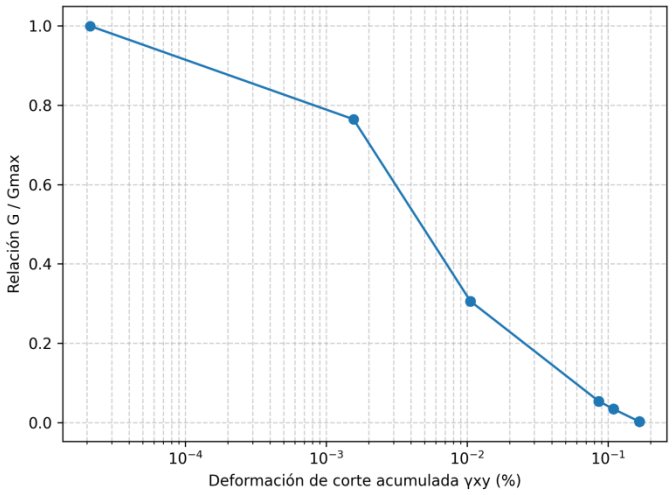

1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
Relación G / Gmax
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)

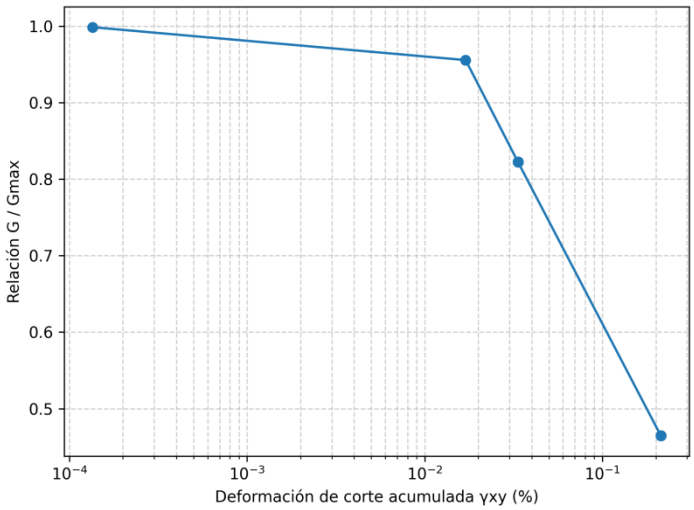

Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)


Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)


Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)


Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
Deformación de corte acumulada γxy (%)


Relación G / Gmax
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)


Relación G / Gmax
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
Deformación de corte acumulada γxy (%)