

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE MISTURAS SOLO-BORRACHA

MARIANA FRANCO CHARRINHO SÁ FRANÇA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professora Doutora Cristiana da Fonseca Ferreira

JUNHO DE 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais,

"I don't want the fear of failure to stop me from doing what I really care about."

Emma Watson

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quero expressar a minha mais profunda gratidão aos meus pais, pelo amor incondicional e pelo apoio inabalável ao longo de todo este percurso. Foram, em todos os momentos, a minha maior fonte de força e motivação, e nunca deixaram de acreditar em mim, mesma nos instantes de maior dificuldade.

À minha irmã gémea Maria, deixo um agradecimento muito especial, pois partilhámos não só o início da vida, mas também cada conquista, cada obstáculo e cada momento ao longo deste percurso. Pelo carinho, pela amizade incondicional e por saber sempre como tornar os dias mais difíceis em algo mais leve, o meu mais sincero obrigada.

Ao meu avô António e à minha avó Hortense, expresso a minha mais sincera gratidão pelo amor incondicional, pelo orgulho genuíno e por estarem sempre presentes em cada etapa desta jornada.

À minha avó Aida, que partiu antes de poder ver esta conquista concretizada, dedico-lhe um agradecimento do fundo do coração. Onde quer que esteja, espero que se sinta orgulhosa de mim.

Ao restante da minha família, expresso a minha mais sincera gratidão por todo o amor e apoio ao longo de cada etapa, por serem sempre o meu porto seguro e a base de tudo aquilo que sou.

Quero expressar o meu sincero agradecimento à minha orientadora, a Professora Doutora Cristiana Ferreira, pela orientação, disponibilidade e pelos valiosos conhecimentos partilhados ao longo de todo este processo, fundamentais para a realização desta dissertação. Agradeço ainda a oportunidade única de desenvolver este trabalho no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, uma experiência que muito contribuiu para o meu crescimento académico e profissional.

Agradeço também à equipa de laboratório, Daniela e Mansour, pelo apoio prestado durante o trabalho experimental, cujas contribuições e sugestões foram inestimáveis para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus cinco companheiros de quatro patas, pelo ronronar reconfortante nos momentos de maior cansaço, pelas patinhas que insistiram em pousar no teclado e pela companhia calorosa nas noites de maior trabalho. Sem o saber, foram um apoio precioso ao longo de todo este percurso.

Aos meus amigos Esmoriz, companheiros de longa data, com quem partilhei momentos inesquecíveis, gargalhadas e cresci enquanto pessoa. Pela amizade genuína, pelas tardes de praia e por estarem sempre presentes, o meu mais sincero obrigada.

Às minhas amigas de faculdade, Rita Pimenta e Mafalda Morais, um agradecimento muito especial por todos os anos de estudo partilhados, pelo apoio incondicional e por nunca me terem deixado desistir. Sem a vossa amizade, companheirismo e dedicação, este percurso não teria sido o mesmo. Obrigada por fazerem parte desta conquista.

Aos meus colegas da sala do Aquário de Geotecnia, um obrigada pelo companheirismo e pelo apoio ao longo destes meses intensivos, que tornaram a escrita desta dissertação numa experiência muito mais leve e partilhada.

Por último, quero agradecer a mim própria. Por não ter desistido nos momentos em que duvidei das minhas capacidades, por ter persistido mesmo quando o caminho pareceu impossível e por ter provado a mim mesma que sou capaz. Esta conquista é também uma vitória pessoal, e espero carregá-la comigo como prova de que posso ir sempre mais longe.

RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo avaliar o comportamento dinâmico de misturas solo-borracha, resultantes da incorporação de diferentes percentagens de granulado de borracha numa areia siliciosa uniforme de Hostun, proveniente de Bobenheim-Roxheim, na Alemanha, e num granulado de borracha obtido a partir da trituração de pneus em fim de vida, produzido por uma unidade industrial localizada em Śrem, na Polónia. O programa experimental foi desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, com recurso a ensaios de corte simples cíclico (CSS) combinados com a técnica de *bender elements* para a determinação das propriedades dinâmicas dos materiais.

Foram ensaiadas cinco composições distintas, areia pura com dois índices de compacidade ($S_{100} Id = 80\%$ e $S_{100} Id = 40\%$), duas misturas homogêneas areia-borracha designadas S67R33 (67% areia e 33% borracha) e S50R50 (50% areia e 50% borracha), e borracha pura (R100), em que as percentagens indicadas são relativas à fração volumétrica de cada constituinte. O programa experimental compreendeu quatro fases sequenciais; a consolidação da amostra sob diferentes níveis de tensão de confinamento; o corte cíclico controlado com amplitude fixa, que permitiu avaliar a resposta do material sob solicitações cíclicas de pequena amplitude; a degradação da rigidez, realizada com amplitudes mínimas controladas e incrementadas progressivamente, com o objetivo de caracterizar a evolução da rigidez e do amortecimento com o aumento da deformação; e, por fim, o corte controlado por deslocamento até à rotura, que permitiu determinar a resistência última de cada composição ensaiada.

A partir dos ensaios de *bender elements*, foram determinadas as velocidades de propagação das ondas P e S, o coeficiente de Poisson dinâmico, o módulo de distorção inicial G_0 ou G_{max} e o módulo confinado M. Os resultados mostram que o aumento da tensão de confinamento conduz a um incremento progressivo da rigidez, enquanto a incorporação de borracha se traduz numa redução clara da rigidez em todas as composições ensaiadas.

A análise das curvas de histerese, realizada com recurso a um código desenvolvido em Python, permitiu determinar o módulo de distorção secante G e o coeficiente de amortecimento hysterético D para cada nível de deformação. Os resultados da fase de degradação da rigidez evidenciam uma redução progressiva do módulo com o aumento da amplitude de deformação, mais acentuada nas composições com maior teor de borracha. O amortecimento aumenta com a deformação e com o teor de borracha, com a borracha pura a registar os valores mais elevados.

Os resultados obtidos foram comparados com os de Kowalska e Vrettos (2024), obtidos por ensaios de coluna ressonante com os mesmos materiais. Apesar das diferenças metodológicas, os padrões qualitativos observados são consistentes entre os dois estudos, o que confirma que a adição de borracha reduz a rigidez e aumenta o amortecimento das misturas. As diferenças nos valores absolutos, particularmente evidentes no amortecimento, decorrem das distintas gamas de deformação cobertas por cada técnica experimental.

PALAVRAS-CHAVE: Misturas areias-borracha, comportamento dinâmico, corte simples cíclico, módulo de distorção, amortecimento hysterético.

ABSTRACT

This dissertation aims to evaluate the dynamic behaviour of soil–rubber mixtures, resulting from the incorporation of different percentages of rubber granulate into a uniform siliceous Hostun sand, originating from Bobenheim-Roxheim, Germany, and a rubber granulate obtained from the shredding of end-of-life tyres, produced by an industrial facility located in Śrem, Poland. The experimental programme was developed at the Geotechnical Laboratory of the Faculty of Engineering of the University of Porto, using cyclic simple shear (CSS) tests combined with the bender elements technique for the determination of the dynamic properties of the materials.

Five distinct compositions were tested: pure sand with two relative densities (S100 Id = 80% and S100 Id = 40%), two homogeneous sand–rubber mixtures designated S67R33 (67% sand and 33% rubber) and S50R50 (50% sand and 50% rubber), and pure rubber (R100), where the indicated percentages refer to the volumetric fraction of each constituent. The experimental programme comprised four sequential phases: consolidation of the specimen under different confining stress levels; controlled cyclic shear with fixed amplitude, which allowed the evaluation of the material response under small-amplitude cyclic loading; stiffness degradation, carried out with a minimum controlled amplitude incrementally increased, with the aim of characterising the evolution of stiffness and damping with increasing deformation; and, finally, displacement-controlled shear to failure, which allowed the determination of the ultimate resistance of each tested composition.

From the bender element tests, the P and S wave propagation velocities, the dynamic Poisson's ratio, the initial shear modulus G_{max} and the constrained modulus M were determined. The results show that increasing confining stress leads to a progressive increase in propagation velocities and dynamic moduli, while the incorporation of rubber results in a clear reduction in stiffness for all tested compositions.

The analysis of the hysteresis loops, carried out using a code developed in Python, allowed the determination of the secant shear modulus G and the hysteretic damping ratio D for each deformation level. The results of the stiffness degradation phase show a progressive reduction of modulus G with increasing deformation amplitude, more pronounced in compositions with higher rubber content. Damping increases with deformation and rubber content, with pure rubber recording the highest values.

The results obtained were compared with those of Kowalska and Vrettos (2024), obtained from resonant column tests using the same materials. Despite the methodological differences, the qualitative patterns observed are consistent between the two studies, confirming that the addition of rubber reduces stiffness and increases damping of the mixtures. The differences in absolute values, particularly evident in damping, result from the distinct deformation ranges covered by each experimental technique.

KEYWORDS: Sand–rubber mixtures, dynamic behaviour, cyclic simple shear, shear modulus, hysteretic damping.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO DO PROBLEMA	1
1.2 OBJETIVOS DA INVESTIGAÇÃO.....	3
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE MISTURA SOLO-BORRACHA	5
2.1 RESÍDUOS DE PNEUS E SUSTENTABILIDADE NA ENGENHARIA CIVIL	5
2.1.1 ENQUADRAMENTO	5
2.1.2 TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO PARA MELHORIA DO COMPORTAMENTO DOS SOLOS	6
2.2 COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SOLOS	6
2.2.1 NOÇÕES DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS	6
2.2.1.1 Introdução geral às ondas no solo	6
2.2.1.2 Ondas volumétricas	7
2.2.1.3 Ondas superficiais	13
2.2.2 PROPRIEDADES FUNDAMENTAIS PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO	15
2.2.2.1 Índice de vazios (e)	15
2.2.2.2 Módulo de distorção (G)	18
2.2.2.3 Amortecimento (D).....	22
2.2.3 LIQUEFAÇÃO EM SOLOS ARENOSOS	31
2.2.3.1 Enquadramento do fenómeno	31
2.2.3.2 Mecanismos associados à instabilidade cíclica	33
2.2.3.3 Avaliação da suscetibilidade à liquefação em solos	33
2.2.3.4 Estratégias de mitigação e melhoria do desempenho	35
2.3 OUTROS ESTUDOS SOBRE APLICAÇÃO DE RESÍDUOS DE BORRACHA EM SOLOS.....	36

2.3.1 ESTUDO DE RIOS (2021) SOBRE O COMPORTAMENTO CÍCLICO E DINÂMICO DE MISTURAS AREIA–BORRACHA	36
2.3.2 ESTUDO DE KOWALSKA E VRETTOS (2024) SOBRE O COMPORTAMENTO DINÂMICO DE MISTURAS E CAMADAS AREIA–BORRACHA.....	37

3 MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL 39

3.1 MATERIAIS UTILIZADOS	39
3.1.1 AREIA.....	39
3.1.2 BORRACHA	41
3.1.3 MISTURA SOLO-BORRACHA.....	42
3.2 MÉTODOS DE LABORATÓRIO	45
3.2.1 CARATERIZAÇÃO DINÂMICA.....	45
3.2.1.1 Equipamento utilizados	45
3.2.1.2 Procedimento experimental	49
3.3 ENSAIO DE CORTE SIMPLES.....	52
3.3.1 EQUIPAMENTO DE CORTE SIMPLES	52
3.3.2 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	54
3.3.3 PLANO DE ENSAIO	57

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS..... 60

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	60
4.2 RESULTADOS OBTIDOS	60
4.2.1 VELOCIDADE DAS ONDAS SÍSMICAS.....	60

5 DISCUSSÃO..... 80

5.1 ANÁLISE GLOBAL DOS ENSAIOS E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	80
---	-----------

6 CONCLUSÕES..... 88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Incêndio no maior depósito de pneus da Europa (Perez, 2016)	1
Figura 2 - História temporal dos deslocamentos horizontais à superfície de um maciço num ponto a certa (Costa, 2011).....	7
Figura 3 - Propagação das Ondas P e S aquando da ocorrência de um sismo (Pinto, 2016).....	8
Figura 4 - Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas P (Costa, 2011).	8
Figura 5 - Esquema de propagação das ondas volumétricas (Ferreira, 2003).	9
Figura 6 - Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas S (Costa, 2011).	10
Figura 7 - Componentes no plano e fora do plano do deslocamento induzido pela propagação de ondas S (Costa, 2011).	11
Figura 8 - Esquema de propagação das ondas volumétricas (Ferreira, 2003).	12
Figura 9 - Esquema de propagação da onda superficial (Ferreira, 2003).	14
Figura 10 - Esquema de propagação da onda superficial (Ferreira, 2003).	15
Figura 11 - Representação esquemática das grandezas fundamentais do estado físico dos solos, incluindo volumes de ar, água e partículas sólidas (Fernandes, 2017).....	16
Figura 12 - Representação esquemática da deformação por distorção, caracterizada pela alteração da forma do elemento sem variação do volume (Pinto, 2016).	19
Figura 13 - Representação esquemática da variação de volume sem alteração da forma (Pinto, 2016).	19
Figura 14 - Degradação do módulo de distorção normalizado em função da tensão de corte mobilizada (Pinto, 2016)	20
Figura 15 - Exemplo ilustrativo da propagação de uma onda após o impacto de um objeto na superfície de um fluido (Shutterstock, 2025).	22
Figura 16 - Representação esquemática do modelo de Kelvin-Voigt (Pinto, 2016).	24
Figura 17 - Resposta do sistema para diferentes níveis de amortecimento (Pinto, 2016).	25
Figura 18 - Representação esquemática do modelo de Maxwell (Pinto, 2016).	25
Figura 19 - Representação esquemática do modelo linear padrão.	26
Figura 20 - Curva de histerese típica para amortecimento mecânico (Menezes, 2023).	29
Figura 21 - Variação do coeficiente de amortecimento com a frequência.....	30
Figura 22 - Esquema simplificado de Ishihara para explicar o fenómeno de liquefacção de solos: a) estado inicial (Fernandes, 2015).	31
Figura 23 - Edifícios que ruíram devido ao fenómeno da liquefacção em Niigata, 1964 (FrWiki, 2026).	32
Figura 24 - Portamento de areias saturadas em condições não drenadas aquando de carregamento monotónico e cíclico (Abreu, 2012).	32
Figura 25 - Zonas de Suscetibilidade aos fenómenos de liquefacção (Marcos, 2016).	33

Figura 26 - Fuso granulométrico de solos suscetíveis à liquefação (Marcos, 2016).	34
Figura 27 - Aspeto geral da areia de Hostun utilizada nos ensaios experimentais.	39
Figura 28 - Aspeto visual da amostra 100% areia, com escala em centímetros.	39
Figura 29 - Curva de distribuição granulométrica da areia (S) (Kowalska & Vrettos, 2024).	40
Figura 30 - Aspeto geral da borracha granulada utilizada nos ensaios experimentais.	41
Figura 31 - Aspeto visual da amostra 100% borracha, com escala em centímetros.	41
Figura 32 - Curva de distribuição granulométrica da borracha (R) (Kowalska & Vrettos, 2024).	41
Figura 33 - Aspeto geral das amostras com diferentes composições (S50R50 e S67R33), preparadas com base em percentagens volumétricas.	44
Figura 34 - Aspeto visual das amostras (S67R33 e S50R50 respetivamente), com escala em centímetros.	44
Figura 35 - Bender elements instalados na base da câmara de ensaio.	45
Figura 36 - Gerador de funções utilizado nos ensaios.	46
Figura 37 - Amplificador emissor e recetor de sinal.	46
Figura 38 - Osciloscópio utilizado na aquisição dos sinais.	47
Figura 39 - Sistema informático utilizado para aquisição e tratamento dos dados.	47
Figura 40 - Esquema de funcionamento do sistema de medição (Marcos, 2016).	48
Figura 41 - Exemplo de métodos de interpretação no domínio do tempo: primeira chegada direta (Ferreira, 2009).	49
Figura 42 - Exemplo da determinação do tempo de propagação de uma onda P, t_p (neste caso $t_p=63,6 \mu s$).	50
Figura 43 - Exemplo da determinação do tempo de propagação de uma onda S, t_s (neste caso $t_s=143,45 \mu s$).	50
Figura 44 - Câmara de corte simples.	52
Figura 45 - Provete confinado por membrana de borracha e anéis empilhados.	52
Figura 46 - Controlador de Pressão de Ar (APC).	53
Figura 47 - Vista posterior do controlador de pressão de ar (APC).	53
Figura 48 - Base do provete com filtro e colocação do vácuo na amostra.	55
Figura 49 - Amostra de solo colocada no interior do molde.	55
Figura 50 - Provete montado com anéis de cobre e sistema de confinamento instalado.	56
Figura 51 - Provete montado e elementos de controlo e carregamento posicionados para a realização do ensaio.	56
Figura 52 - Remoção do molde	56
Figura 53 - Conjunto colocado no interior da câmara de ensaio.	56
Figura 54 - Velocidade das ondas P.	61

Figura 55 - Velocidade das ondas S.	62
Figura 56 - Coeficiente de Poisson.	64
Figura 57 - (G_{max}) Módulo de distorção máximo (Ondas S).	65
Figura 58 - (M_{max}) Módulo confinado máximo (Ondas P).	66
Figura 59 - Índice de Vazios em função da carga vertical aplicada.	67
Figura 60 - Curva de Histerese do ensaio CSS_S100% com uma carga aplicada de 25 kPa.	70
Figura 61 - Representação gráfica de um ciclo de histerese após recentragem dos dados, ilustrando a identificação automática dos pontos extremos e das áreas utilizadas no cálculo do amortecimento histerético e do módulo secante.	71
Figura 62 - Módulo de distorção G em função da tensão de confinamento.	73
Figura 63 - G vs Tensão de Confinamento.	74
Figura 64 - Curva de Histerese do ensaio CSS_S100% com uma carga aplicada de 25 kPa e amplitude de 0,008 mm.	75
Figura 65 - Exemplo de um ciclo de histerese processado pelo código desenvolvido em Python.	76
Figura 66 - G Declive, módulo de corte secante Vs amplitude.	77
Figura 67 - D vs distorção γ	78
Figura 68 - G/G_{max} vs distorção γ	79
Figura 70 - Módulo de distorção inicial G_{max} em função da tensão efetiva de confinamento (bender elements).	81
Figura 71 - Módulo de distorção inicial $G_{max,I}$ em função da tensão efetiva de confinamento (Kowalska & Vrettos, 2024).	81
Figura 71 - Módulo de distorção inicial G_{max} em função do teor de borracha em peso (χ), (bender elements).	82
Figura 72 - Módulo de distorção inicial $G_{max,I}$ em função do teor de borracha em peso (χ) (Kowalska & Vrettos, 2024).	82
Figura 73 - Degradação da rigidez G/G_{max} em função da deformação de corte (γ) a 25 kPa, (bender elements).	83
Figura 74 - Degradação da rigidez G/G_{max} II em função da deformação de corte (γ) (Kowalska & Vrettos, 2024).	83
Figura 75 - Degradação da rigidez $G/G_{max,I}$ em função da deformação de corte (γ) na Fase I, para as diferentes composições a 150 kPa (Kowalska & Vrettos, 2024).	84
Figura 76 - Degradação da rigidez $G/G_{max,I}$ em função da deformação de corte (γ) na Fase II, para as diferentes composições a 100 kPa (Kowalska & Vrettos, 2024).	84
Figura 77 - G/G_{max} vs Distorção γ a 25 kPa, (bender elements).	85
Figura 78 - Amortecimento D em função da deformação de corte (γ) a 25 kPa na fase de descarga, para as diferentes composições ensaiadas (corte simples cíclico).	86

Figura 79 - Amortecimento D em função da deformação de corte (γ) na Fase II, para diferentes composições e níveis de tensão de confinamento (Kowalska & Vrettos, 2024).....	86
--	----

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos solos arenosos quanto à compacidade.	18
Tabela 2 - Propriedades físicas da areia de Hostun (Kowalska & Vrettos, 2024).	40
Tabela 3 - Propriedades físicas da borracha granulada (Kowalska & Vrettos, 2024).	42
Tabela 4 - Valores do peso volúmico das partículas sólidas e da massa volúmica relativa dos sólidos para as diferentes amostras preparadas.	43
Tabela 5 - Composição e principais propriedades físicas das amostras (Kowalska & Vrettos, 2024).	43
Tabela 6 - Frações volumétricas e massas de areia e borracha consideradas na preparação das amostras.	44
Tabela 7 - Parâmetros adotados na fase de corte cíclico controlado, incluindo condições de carregamento e aquisição de dados.	58
Tabela 8 - Parâmetros adotados na fase de corte controlado por deslocamento, incluindo condições de carregamento e aquisição de dados.	59
Tabela 9 - Plano de ensaios realizados	59
Tabela 10 - Coeficiente de Poisson.....	63
Tabela 11 - Resultados obtidos pelo código em Python para cada ciclo de histerese.	72

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A	–	Parâmetro de ajuste da lei potencial
a	–	Parâmetro de ajuste da lei potencial
AH	–	área do ciclo histerético
APC	–	Controlador de Pressão de Ar
AT	–	área triangular associada à energia elástica armazenada
C	–	Coeficiente de amortecimento do sistema
Cc	–	amortecimento crítico
Cc	–	coeficiente de curvatura
CPT	–	Cone Penetration Test
CSS	–	corte simples cíclico
CTx	–	Célula Triaxial Convencional de Compressão-Extensão
Cu	–	coeficiente de uniformidade
D	–	Coeficiente de amortecimento histerético [%]
d	–	Diâmetro do provete [mm]
d ₅₀	–	diâmetro médio das partículas [mm]
DEC	–	Departamento de Engenharia Civil
DMT	–	Dilatometer Test
e	–	índice de vazios
e ₀	–	índice de vazios inicial
e _{max}	–	índice de vazios máximo
e _{min}	–	índice de vazios mínimo
E	–	Módulo de elasticidade [MPa]
E _{max}	–	módulo de elasticidade inicial [MPa]
ETRMA	–	European Tyre and Rubber Manufacturers' Association
FEUP	–	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Fh	–	força horizontal [kN]
G	–	Módulo secante [MPa]
G _{max}	–	Módulo de distorção [MPa]
G ₀ / G _{max}	–	módulo de distorção inicial [MPa]
Gs	–	massa volúmica relativa dos sólidos
Gs,Mix	–	massa volúmica relativa equivalente da mistura
h	–	Altura do provete [mm]

h_0 – altura inicial do provete [mm]
ID – índice de compacidade [%]
 k – Rigidez do sistema
 K – Módulo volumétrico [MPa]
LVDT – Linear Variable Differential Transformer
 m – Massa [kg]
 M – Módulo confinado [MPa]
 n – Porosidade / parâmetro de ajuste da lei potencial
 n – Parâmetro de ajuste
 R – Teor de borracha em massa
 R – Borracha (*Rubber*)
R100 – 100% Borracha
 S – Areia (*Sand*)
S100 – 100% Areia
S50R50 – 50% Areia e 50% Borracha
S67R33 – 67% Areia e 33% Borracha
 Sh – deslocamento horizontal [mm]
SPT – Standard Penetration Test
 S_r – grau de saturação
 t – Tempo [s]
 t_p – tempo de propagação da onda P [s]
 t_s – tempo de propagação da onda S [s]
 V_p – velocidade de propagação da onda P [m/s]
 V_R – velocidade de propagação da onda de Rayleigh [m/s]
 V_s – velocidade de propagação da onda S [m/s]
 V_s – volume de sólidos [m³]
 V_v – volume de vazios [m³]
 w – Teor em água [%]
 W – Massa da amostra [g]
 W_{ciclo} – energia dissipada por ciclo
 W_s – peso dos sólidos [kN]
 γ – distorção de corte
 γ_d – peso volúmico seco [kN/m³]

$\gamma_{\max}$ – deformação máxima de corte

γ_r – distorção de referência

γ_s – peso volúmico das partículas sólidas [kN/m³]

γ_w – peso volúmico da água [kN/m³]

ϵ_a – deformação axial

η – fator de perda

ν – coeficiente de Poisson

ρ – massa volúmica [kg/m³]

$\rho_{d,\max}$ – densidade seca máxima [g/cm³]

$\rho_{d,\min}$ – densidade seca mínima [g/cm³]

σ_3 – tensão de confinamento [kPa]

τ – tensão tangencial [kPa]

$\tau_{\max}$ – tensão de corte máxima [kPa]

ϕ' – ângulo de atrito interno [°]

χ – fração volumétrica de borracha

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO PROBLEMA

À escala global, a gestão de pneus em fim de vida constitui um desafio ambiental de crescente relevância, tendo em conta a elevada durabilidade do material, a sua baixa biodegradabilidade e o significativo volume de produção anual deste produto industrial. De acordo com a European Tyre and Rubber Manufacturers' Association (ETRMA), a Europa produz cerca de 3,5 milhões de toneladas de pneus usados por ano, o que se traduz em volumes consideráveis de resíduos após o término da sua vida útil (European Commission, 2024; European Tyre and Rubber Manufacturers' Association, 2021).

A acumulação inadequada de pneus usados pode dar origem a impactos ambientais significativos, nomeadamente o risco de incêndios de difícil controlo, a libertação de substâncias potencialmente poluentes e a ocupação prolongada de solo, dado o seu reduzido potencial de degradação natural. Este problema tornou-se particularmente evidente em 2016, quando um depósito ilegal de pneus em Toledo, Espanha, entrou em combustão e deu origem a uma densa nuvem de fumos tóxicos como se pode ver na Figura 1. Perante este cenário, tais ocorrências vieram reforçar a necessidade de implementar, a nível europeu, sistemas estruturados de recolha e valorização deste tipo de resíduos (Santiago, 2016).



Figura 1 - Incêndio no maior depósito de pneus da Europa (Perez, 2016)

De acordo com a European Tyre and Rubber Manufacturers' Association (ETRMA, 2021), a taxa de tratamento de pneus em fim de vida na Europa manteve-se consistentemente acima dos 95%, com os valores mais recentes a apontar para aproximadamente 97%, sendo estes encaminhados para valorização material reciclagem e reutilização ou para valorização energética. Apesar destes progressos, a valorização material de elevado valor acrescentado continua a representar um desafio, o que reforça a necessidade de desenvolver aplicações inovadoras e tecnicamente sólidas (European Tyre and Rubber Manufacturers' Association, 2021).

No contexto das políticas europeias, o Plano de Ação para a Economia Circular da Comissão Europeia (2020) estabelece como prioridade a promoção da reutilização e da incorporação de resíduos em novos ciclos produtivos, particularmente em setores com elevada intensidade material, como o da construção. A incorporação de resíduos de borracha em aplicações de Engenharia Civil insere-se neste quadro estratégico, uma vez que contribui, em simultâneo, para a redução de impactos ambientais e para a valorização de um resíduo industrial (European Commission, 2020). A incorporação de resíduos de borracha provenientes de pneus em fim de vida permite reduzir o consumo de matérias-primas naturais e, ao mesmo tempo, conferir propriedades mecânicas específicas às soluções construtivas, o que se alinha com as estratégias de valorização material promovido pela economia circular. No domínio da geotecnia, esta valorização ganha especial relevância quando associada a problemas de comportamento dinâmico. A incorporação de granulado de borracha em solos surge como solução promissora para a mitigação de efeitos induzidos por carregamentos cíclicos, nomeadamente vibrações e ações sísmicas.

Estudos experimentais recentes demonstram que misturas solo-borracha apresentam alterações significativas no comportamento dinâmico quando comparadas com solos naturais. Num estudo de 2021, através de ensaios triaxiais cíclicos realizados em misturas areia-borracha e argila-borracha, analisou-se o comportamento dinâmico destes materiais e a evolução dos seus parâmetros de rigidez e amortecimento. Os resultados mostraram que a incorporação de borracha conduz a alterações significativas na rigidez inicial e na resposta tensão-deformação sob carregamento repetido, o que influencia o desempenho do material em condições dinâmicas (Rios et al., 2021).

Em 2024 foi realizado um estudo sobre o comportamento dinâmico de misturas areia-borracha e configurações estratificadas, através de ensaios de coluna ressonante. A metodologia experimental permitiu caracterizar o módulo de corte máximo e a sua variação com o aumento da deformação de corte, para diferentes níveis de tensão de confinamento. Os resultados mostraram que as amostras estratificadas apresentam uma resposta dinâmica mais próxima da borracha pura do que das misturas homogêneas areia-borracha. Registaram-se valores significativamente reduzidos de rigidez inicial, menor sensibilidade à degradação da rigidez com o aumento da deformação e níveis de amortecimento superiores (Kowalska & Vrettos, 2024a).

Embora os trabalhos existentes tenham contribuído de forma relevante para a caracterização dinâmica das misturas solo-borracha, a avaliação do seu comportamento para diferentes composições e amplitudes de deformação continua a demonstrar interesse científico. Neste contexto, é necessário aprofundar a análise experimental destas misturas, com o objetivo de consolidar o conhecimento científico existente sobre o tema.

1.2 OBJETIVOS DA INVESTIGAÇÃO

A presente dissertação tem como objetivo principal avaliar o comportamento dinâmico de misturas solo-borracha, resultantes da incorporação de diferentes percentagens de granulado de borracha num solo arenoso previamente caracterizado.

O trabalho procura analisar a influência do teor de borracha nas propriedades dinâmicas e cíclicas do material, com particular foco na evolução da rigidez ao corte e do amortecimento em função do nível de deformação cíclica. Para este efeito, foram realizados ensaios de corte simples cíclico, que permitiram caracterizar o comportamento mecânico das misturas sob diferentes condições de solicitação.

Um dos objetivos centrais do trabalho é a determinação da degradação da rigidez e da variação do amortecimento histerético ao longo de uma ampla gama de deformações, desde níveis muito reduzidos até deformações mais elevadas. Em paralelo, foi aplicada uma metodologia experimental assente na utilização de bender elements, com o objetivo de estimar propriedades dinâmicas a partir da propagação de ondas sísmicas no interior do material.

A integração dos resultados obtidos pelas diferentes técnicas experimentais permitirá construir uma caracterização mais abrangente do comportamento cíclico das misturas solo-borracha, o que poderá aprofundar a compreensão do seu potencial em aplicações associadas à mitigação de vibrações e ações sísmicas.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos, que abordam de forma abrangente e aprofundada os principais temas relacionados com o comportamento dinâmico de misturas solo-borracha, desde a fundamentação teórica até à caracterização experimental, com passagem pela análise e discussão dos resultados obtidos. A estrutura adotada visa garantir uma progressão lógica e coerente entre os diferentes temas tratados, com articulação entre o enquadramento teórico, o trabalho experimental desenvolvido e a comparação face à literatura de referência.

O Capítulo 1 corresponde à introdução, onde se apresenta o enquadramento do problema, com contextualização da crescente produção de pneus em fim de vida à escala global e da necessidade de desenvolvimento de soluções inovadoras para a sua valorização no âmbito da Engenharia Civil. São ainda definidos os objetivos da investigação e descrita a estrutura da dissertação.

O Capítulo 2 é dedicado à revisão bibliográfica, onde se apresentam os fundamentos teóricos necessários à compreensão do trabalho desenvolvido. É abordada a problemática dos resíduos de pneus e a sua relevância no contexto da sustentabilidade e da economia circular. São ainda tratadas as noções de propagação de ondas sísmicas em meios elásticos, com distinção entre ondas volumétricas e ondas superficiais, e as propriedades dinâmicas fundamentais dos solos, nomeadamente o índice de vazios, o módulo de distorção e o amortecimento, com inclusão dos modelos viscoelásticos associados. É também abordado o fenómeno de liquefação em solos arenosos, os mecanismos de instabilidade cíclica e as estratégias de mitigação. Por fim, são analisados os estudos anteriormente desenvolvidos sobre a aplicação de resíduos de borracha em solos, com particular destaque para os trabalhos de Rios (2021) e Kowalska e Vrettos (2024), que constituem as principais referências bibliográficas desta dissertação.

O Capítulo 3 descreve os materiais utilizados e o programa experimental adotado. É apresentada a caracterização física e granulométrica da areia de Hostun e do granulado de borracha, bem como as propriedades das misturas preparadas. São descritos o equipamento de bender elements utilizado para a medição das velocidades de propagação das ondas sísmicas e o equipamento de corte simples cíclico, com indicação dos seus componentes principais. São ainda detalhados o procedimento experimental de preparação e montagem dos provetes, as quatro fases do ensaio, consolidação, corte cíclico controlado com amplitude fixa, degradação da rigidez com amplitude incremental e cisalhamento controlado por deslocamento até à rotura. No final é apresentado o plano de ensaios para as diferentes composições.

O Capítulo 4 apresenta e analisa os resultados experimentais obtidos. São incluídas as medições das velocidades de propagação das ondas P e S, o coeficiente de Poisson dinâmico, o módulo de distorção inicial G_{max} e o módulo confinado M , determinados por bender elements para todas as composições ensaiadas. São também apresentados os resultados da fase de consolidação, expressos pela evolução do índice de vazios com a tensão de confinamento, os resultados do corte cíclico controlado, com análise da evolução do módulo de distorção secante G em função da tensão de confinamento, e os resultados da fase de degradação da rigidez, com a evolução de G , do rácio G/G_{max} e do coeficiente de amortecimento D em função da amplitude de deformação.

O Capítulo 5 é dedicado à discussão dos resultados, com realização de uma análise comparativa entre os resultados obtidos nesta dissertação, com recurso a bender elements e ensaios de corte simples cíclico, e os reportados por Kowalska e Vrettos (2024), obtidos por ensaios de coluna ressonante com os mesmos materiais. São analisadas as semelhanças e diferenças no comportamento dinâmico das misturas areia–borracha, com particular atenção à evolução do módulo de distorção inicial, à degradação da rigidez e ao amortecimento, e com discussão das causas das discrepâncias encontradas nos valores absolutos.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões do trabalho desenvolvido, com síntese dos principais resultados obtidos relativamente à influência da incorporação de borracha nas propriedades dinâmicas das misturas solo–borracha, e com identificação de perspetivas para investigações futuras nesta área.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE MISTURA SOLO-BORRACHA

2.1 RESÍDUOS DE PNEUS E SUSTENTABILIDADE NA ENGENHARIA CIVIL

2.1.1 ENQUADRAMENTO

Nas obras de Engenharia Civil, os materiais que constituem o maciço de fundação devem apresentar propriedades adequadas para garantir o desempenho e a segurança das estruturas quando sujeitos às ações previstas em projeto, sejam elas de natureza estática ou cíclica. No domínio da Engenharia Geotécnica, estas exigências aplicam-se tanto a solos naturais como a materiais artificiais utilizados em obras de aterro ou fundação. Contudo, nem sempre os solos disponíveis em obra apresentam as características mecânicas necessárias, o que pode comprometer a estabilidade das estruturas ou originar deformações excessivas. Nestas situações, é necessário recorrer a técnicas de melhoramento de solos, que permitem modificar ou otimizar determinadas propriedades do material, tornando-o adequado às condições de utilização (Fernandes, 2015).

A necessidade de intervenção pode surgir em diferentes contextos geotécnicos. Os casos mais frequentes incluem os aterros construídos sobre solos moles, onde a resistência do terreno de fundação pode ser insuficiente para suportar os carregamentos aplicados, com risco de instabilidade por rotura ao longo de superfícies de deslizamento. Nestes casos, recorre-se frequentemente ao reforço do terreno pela introdução de colunas granulares ou ao reforço da base do aterro com geossintéticos. Outro exemplo corresponde aos solos arenosos suscetíveis a fenómenos de liquefação quando sujeitos a ações cíclicas. Nestes materiais, é comum recorrer a técnicas de densificação do solo, como a vibrocompactação, a compactação dinâmica ou a vibrossubstituição, com o objetivo de aumentar a compacidade e reduzir a probabilidade de perda de resistência. O melhoramento de solos pode também ser aplicado em obras de aterro quando se pretende melhorar parâmetros geotécnicos como a resistência ao corte, a rigidez, ou a permeabilidade do material.

A grande diversidade de técnicas atualmente disponíveis reflete a importância do melhoramento de solos na engenharia geotécnica, na medida em que possibilita adaptar o comportamento do terreno às exigências específicas de cada obra.

2.1.2 TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO PARA MELHORIA DO COMPORTAMENTO DOS SOLOS

A escolha da técnica de melhoramento depende de vários fatores, entre os quais se destacam o comportamento pretendido para o solo após intervenção e os custos associados à sua implementação. Em termos gerais, o melhoramento pode ser obtido através de processos mecânicos ou químicos (J Castro, 2015).

O melhoramento de natureza mecânica ocorre quando as propriedades do solo são modificadas pela alteração da sua estrutura física ou da sua composição granulométrica. Este tipo de intervenção pode resultar da compactação do solo, da modificação do índice de vazios ou da mistura do material com outras partículas. O melhoramento químico, por sua vez, assenta na alteração das propriedades intrínsecas do solo pela adição de agentes estabilizantes. Os materiais mais frequentemente utilizados incluem compostos químicos como sulfatos, álcalis ou hidróxido de cálcio, bem como materiais de natureza mineral, como cal, cimento, cloreto de sódio, cinzas volantes ou escórias metalúrgicas. A incorporação destes materiais pode conduzir a melhorias significativas em propriedades como a resistência ao corte, a rigidez, o coeficiente de amortecimento, o ângulo de atrito, a permeabilidade e outras características relevantes para o comportamento geotécnico do solo. Nos últimos anos, diversos estudos têm investigado a utilização de resíduos de borracha provenientes de pneus usados em misturas solo-borracha. Esta linha de investigação tem sido explorada como possível estratégia para reduzir fenómenos associados à liquefação (Marcos, 2016; Menezes, 2023), atenuar vibrações sísmicas (Kowalska & Vrettos, 2024; S Rios et al., 2021; Tsang, 2008) e modificar propriedades geotécnicas relevantes, como a compactação, a permeabilidade, a compressibilidade, a resistência ao corte e a rigidez.

Neste contexto, o presente trabalho centra-se no estudo do comportamento dinâmico de misturas solo-borracha, analisando de que forma a incorporação de partículas de borracha influencia a resposta mecânica do material.

2.2 COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SOLOS

2.2.1 NOÇÕES DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS

2.2.1.1 Introdução geral às ondas no solo

A avaliação do comportamento dinâmico dos solos está diretamente associada à propagação de ondas mecânicas em meios elásticos. Quando um maciço terroso em repouso é sujeito a uma perturbação localizada, a energia introduzida propaga-se através do solo sob a forma de ondas, o que possibilita a transmissão dessa perturbação a regiões adjacentes (Costa, 2011).

No caso de um maciço considerado semi-infinito, a propagação da energia pode ocorrer através de diferentes tipos de ondas sísmicas. Em termos gerais, estas ondas agrupam-se em ondas volumétricas e ondas superficiais, consoante se propagam no interior do meio ou ao longo da sua superfície.

As ondas volumétricas incluem as ondas de compressão (ondas P) e as ondas de corte (ondas S). As ondas P caracterizam-se por movimentos longitudinais das partículas, associados a alternâncias de compressão e dilatação do material, e são normalmente as mais rápidas. As ondas S, por sua vez, implicam movimentos transversais, relacionados com deformações de corte, e propagam-se a velocidades inferiores às das ondas P.

As ondas superficiais desenvolvem-se ao longo da superfície do maciço e resultam da interação das ondas volumétricas com essa superfície livre. Entre estas destacam-se as ondas de Rayleigh, que combinam movimentos verticais e horizontais das partículas e descrevem trajetórias aproximadamente elípticas. Estas ondas apresentam velocidades inferiores às das ondas volumétricas e tendem a originar deslocamentos mais significativos junto à superfície. Em meios estratificados, ou seja, quando o maciço é constituído por camadas com propriedades mecânicas distintas, podem ainda desenvolver-se ondas de Love. Estas ondas associam-se a movimentos essencialmente horizontais e transversais à direção de propagação e resultam da reflexão sucessiva de ondas de corte horizontais na interface entre camadas. A sua ocorrência depende da relação entre as velocidades de propagação das ondas S nas diferentes camadas e não ocorre em meios perfeitamente homogêneos (Ferreira, 2003; Costa, 2011).

A velocidade de propagação das diferentes ondas sísmicas varia em função das propriedades mecânicas do solo, nomeadamente a rigidez do material e a sua massa volúmica. Deste modo, quando uma perturbação dinâmica é aplicada à superfície de um maciço, as ondas P, S e de Rayleigh não chegam simultaneamente a um ponto de observação, sendo registadas em instantes distintos ao longo do tempo (Figura 2). Esta diferença pode ser ilustrada através da evolução temporal do deslocamento num ponto localizado à superfície do maciço (Costa, 2011).

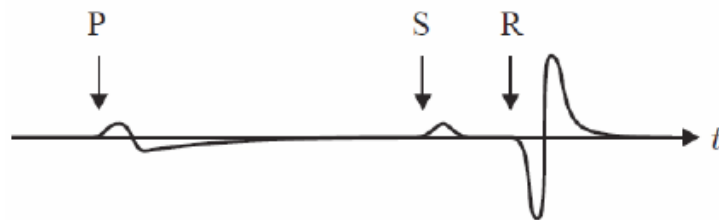


Figura 2 - História temporal dos deslocamentos horizontais à superfície de um maciço num ponto a certa (Costa, 2011).

Nesta dissertação, a determinação da velocidade de propagação das ondas de corte será realizada com transdutores piezoelétricos do tipo *bender elements*. A medição da velocidade das ondas S permitirá avaliar parâmetros elásticos associados ao comportamento do solo em regime de pequenas deformações e representa um elemento essencial da caracterização dinâmica das misturas solo-borracha em estudo. Nos subcapítulos seguintes aprofundam-se as características das ondas volumétricas e das ondas superficiais, bem como as expressões que relacionam as suas velocidades de propagação com os parâmetros mecânicos do solo.

2.2.1.2 Ondas volumétricas

As ondas volumétricas propagam-se no interior do maciço e abrangem o volume total do meio atravessado. Em meios elásticos homogêneos e isotrópicos, distinguem-se dois tipos fundamentais de ondas volumétricas: as ondas de compressão (ondas P) e as ondas de corte (ondas S) (figura 3) (Ferreira, 2003).

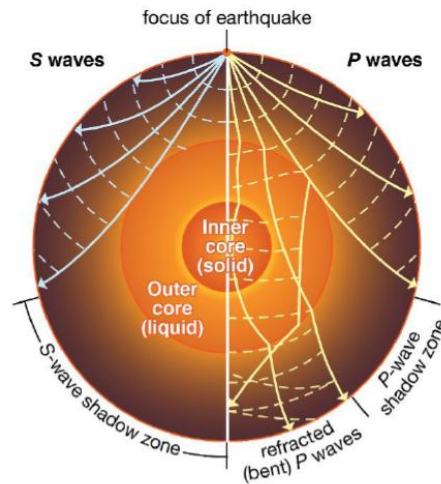


Figura 3 - Propagação das Ondas P e S aquando da ocorrência de um sismo (Pinto, 2016).

As ondas P, também designadas por ondas longitudinais ou primárias, caracterizam-se por um movimento das partículas paralelo à direção de propagação da onda (Figura 4). As partículas não se deslocam permanentemente no espaço, mas oscilam em torno da sua posição de equilíbrio, o que origina sucessivas zonas de compressão e extensão ao longo do meio. A deformação associada às ondas P é de caráter volumétrico e envolve variações alternadas de densidade local, sendo a direção do movimento das partículas coincidente com a direção de propagação da onda daí a sua designação como ondas longitudinais (Costa, 2011; Ferreira, 2003).

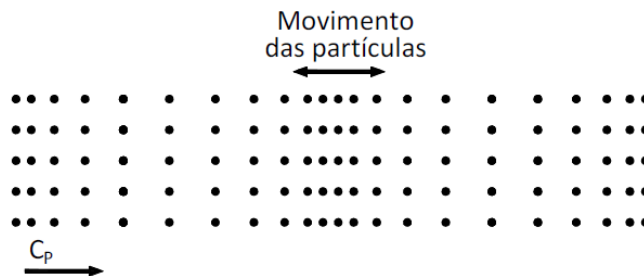


Figura 4 - Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas P (Costa, 2011).

A velocidade de propagação das ondas de compressão, V_P , depende diretamente das propriedades elásticas do meio e da sua massa volúmica. Para um meio elástico, homogêneo e isotrópico, esta velocidade pode ser expressa em função do módulo de elasticidade E , do coeficiente de Poisson ν e da massa volúmica ρ , pela seguinte relação (Ferreira, 2003):

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.1)$$

Alternativamente, a velocidade das ondas P pode ser expressa em função do módulo confinado M_{max} , que representa a rigidez do material quando sujeito a deformações volumétricas:

$$V_p = \sqrt{\frac{M_{max}}{\rho}} \quad (2.2)$$

em que:

- E corresponde ao módulo de elasticidade (ou módulo de Young);
- ν é o coeficiente de Poisson;
- ρ representa a massa volúmica do material;
- M_{max} é o módulo confinado máximo.

Das expressões anteriores conclui-se que a velocidade das ondas P aumenta com a rigidez do material e diminui com o aumento da sua massa volúmica, pelo que solos mais rígidos apresentam velocidades de propagação superiores (Ferreira, 2003).

A Figura 5 ilustra esquematicamente a propagação das ondas P, onde são visíveis as zonas alternadas de compressão e dilatação ao longo da direção da onda, o que facilita a compreensão do mecanismo de transmissão de energia associado a este tipo de perturbação (Ferreira, 2003).

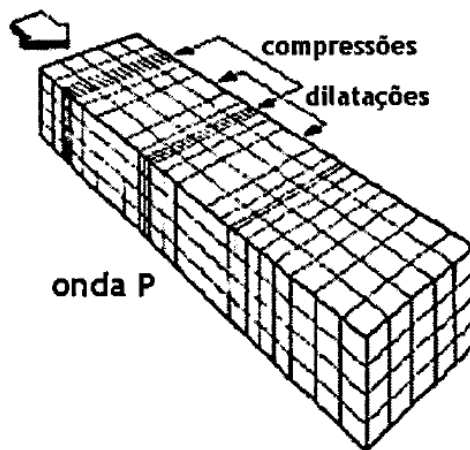


Figura 5 - Esquema de propagação das ondas volumétricas (Ferreira, 2003).

As ondas S, também designadas por ondas transversais ou secundárias, propagam-se através de movimentos das partículas perpendiculares à direção de propagação. Ao contrário das ondas P, estas não provocam variações de volume e estão associadas exclusivamente a deformações de corte (Ferreira, 2003). A Figura 6 ilustra esquematicamente a propagação de uma onda S, onde as partículas do meio oscilam transversalmente à direção de avanço da perturbação, mantendo-se próximas da sua posição de equilíbrio. Neste tipo de onda ocorre apenas deformação angular do meio, não se registrando compressões ou dilatações sucessivas, ao contrário do que sucede nas ondas P (Costa, 2011).

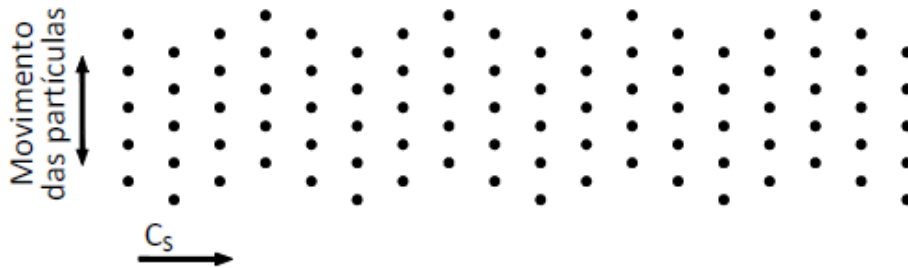


Figura 6 - Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas S (Costa, 2011).

No entanto, o movimento transversal associado às ondas S pode ocorrer em diferentes orientações espaciais. Num sistema tridimensional, a vibração das partículas decompõe-se em duas componentes distintas relativamente ao plano definido pela direção de propagação: uma componente contida nesse plano e outra perpendicular ao mesmo. Como se mostra na Figura 7, esta decomposição permite distinguir dois tipos de ondas S:

- Ondas SV, nas quais o movimento das partículas ocorre no plano vertical que contém a direção de propagação;
- Ondas SH, caracterizadas por movimento horizontal perpendicular a esse plano.

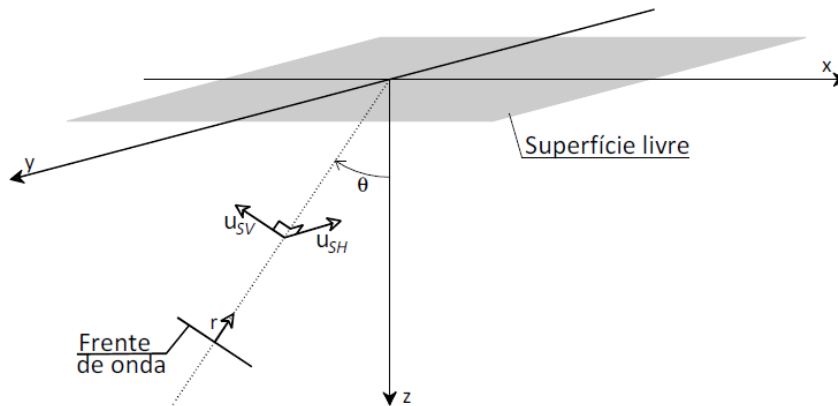


Figura 7 - Componentes no plano e fora do plano do deslocamento induzido pela propagação de ondas S (Costa, 2011).

Esta distinção está associada à polarização da onda e não à sua natureza física fundamental, sendo ambas classificadas como ondas de corte. A possibilidade de existirem duas direções independentes de vibração explica o facto de as ondas S possuírem dois graus de liberdade, ao contrário das ondas P, que apresentam apenas um. Esta diferenciação ganha especial relevância em problemas de interação com superfícies livres ou interfaces entre camadas, onde o comportamento da onda é condicionado pelas condições de fronteira impostas (Costa, 2011).

A velocidade de propagação das ondas de corte, V_S , está diretamente relacionada com a rigidez ao corte do meio. Para um material elástico, homogêneo e isotrópico, essa velocidade pode ser expressa de forma simplificada por:

$$V_S = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \quad (2.3)$$

em que:

- G_{max} corresponde ao módulo de distorção máximo (ou inicial);
- ρ representa a massa volúmica do solo.

Esta expressão evidencia que a propagação das ondas S depende exclusivamente da rigidez ao corte do material e da sua massa volúmica e não é influenciada por parâmetros associados a deformações volumétricas (Ferreira, 2003).

No entanto, tendo em conta que o módulo de distorção pode ser relacionado com o módulo de elasticidade E e o coeficiente de Poisson ν , através da expressão:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.4)$$

A velocidade das ondas S pode igualmente ser escrita na forma completa:

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (2.5)$$

Esta relação evidencia a dependência da velocidade das ondas S relativamente às propriedades elásticas globais do material (Ferreira, 2003).

Os esquemas de propagação das ondas P e S revelam diferenças claras no modo de deformação do material: as ondas P provocam compressões e dilatações sucessivas, ao passo que as ondas S produzem deslocamentos transversais associados a distorção do meio como mostra na figura 8 (Ferreira, 2003).

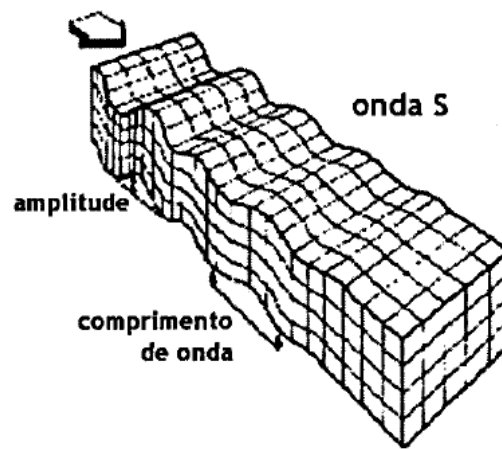


Figura 8 - Esquema de propagação das ondas volumétricas (Ferreira, 2003).

A relação entre as velocidades de propagação das ondas P (V_P) e S (V_S) e as propriedades elásticas do meio permite determinar parâmetros fundamentais do solo, para um material com comportamento elástico, homogêneo e isotrópico. A partir da massa volúmica do material, é possível calcular o módulo de distorção, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson com base nas velocidades medidas.

Com base nas expressões que relacionam V_P e V_S com os parâmetros elásticos do meio, obtêm-se as seguintes relações:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left[\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 1\right]} \quad (2.6)$$

$$G_{max} = \rho V_S^2 \quad (2.7)$$

$$E_{max} = 2G_{max}(1 + \nu) \quad (2.8)$$

onde:

- ν Represente o coeficiente de Poisson;
- $G_{\max}$ corresponde ao módulo de distorção;
- $E_{\max}$ é o módulo de elasticidade;
- ρ representa a massa volúmica do solo.

Das expressões anteriores conclui-se que a medição das velocidades das ondas sísmicas permite obter, de forma indireta, parâmetros elásticos fundamentais para a caracterização do comportamento dinâmico do solo, especialmente em regime de pequenas deformações (Ferreira, 2003; Marcos, 2016; Menezes, 2023).

2.2.1.3 Ondas superficiais

As ondas superficiais distinguem-se das ondas volumétricas pelo facto de se propagarem ao longo da superfície do maciço e resultarem da interação das ondas internas com a condição de fronteira imposta pela superfície livre. Ao contrário das ondas P e S, que se propagam no interior do meio, as ondas superficiais concentram a sua energia numa zona próxima da superfície, e a amplitude do movimento decresce com a profundidade (Costa, 2011; Ferreira, 2003). Em meios elásticos homogéneos e semi-infinitos, as ondas superficiais mais relevantes são as ondas de Rayleigh e as ondas de Love, cuja natureza e condições de propagação diferem entre si.

As ondas de Rayleigh resultam da combinação das componentes associadas às ondas P e às ondas SV quando estas interagem com a superfície livre do maciço (Costa, 2011).

O movimento das partículas descreve uma trajetória aproximadamente elíptica no plano vertical que contém a direção de propagação, sendo esse movimento retrógrado relativamente ao sentido de avanço da onda (Ferreira, 2003; Marcos, 2016; Moreira, 2015). Como se mostra na Figura 9, a propagação das ondas de Rayleigh ocorre ao longo da superfície, com deslocamentos que apresentam componentes horizontais e verticais em simultâneo. A amplitude destes movimentos decresce rapidamente com a profundidade, pelo que a energia se concentra numa faixa superficial do solo (Costa, 2011; Menezes, 2023).

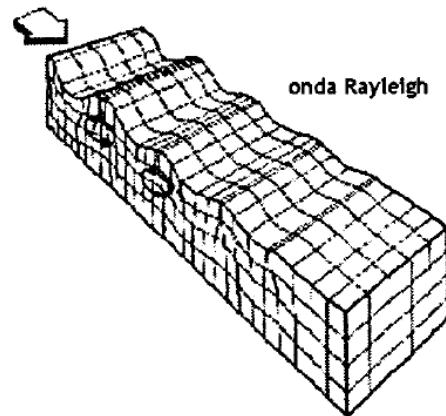


Figura 9 - Esquema de propagação da onda superficial (Ferreira, 2003).

A velocidade de propagação das ondas de Rayleigh V_R , depende das propriedades elásticas do meio e está relacionada com as velocidades das ondas P e S. O seu valor obtém-se pela resolução da equação característica das ondas superficiais num meio elástico semi-infinito, podendo ser expressa de forma implícita por (Pinto, 2016):

$$\left(2 - \left(\frac{V_r}{V_s}\right)^2\right)^2 - 4\left(1 - \left(\frac{V_r}{V_p}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}}\left(1 - \left(\frac{V_r}{V_s}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}} = 0 \quad (2.9)$$

As ondas de Love distinguem-se das ondas de Rayleigh por apresentarem movimento das partículas exclusivamente horizontal e perpendicular à direção de propagação, sem qualquer componente vertical de deslocamento (Ferreira, 2003). A sua ocorrência está associada à existência de estratificação no meio. Estas ondas desenvolvem-se quando uma camada superficial apresenta velocidade de propagação das ondas S inferior à do material subjacente, condição que permite confinar a energia na camada superior por reflexões sucessivas das ondas de corte horizontais na interface entre camadas (Ferreira, 2003; Costa, 2011).

Como se mostra na Figura 10, o movimento associado às ondas de Love é puramente transversal e horizontal, sem que ocorram deformações volumétricas. Tal como nas restantes ondas superficiais, a energia concentra-se numa zona próxima da superfície.

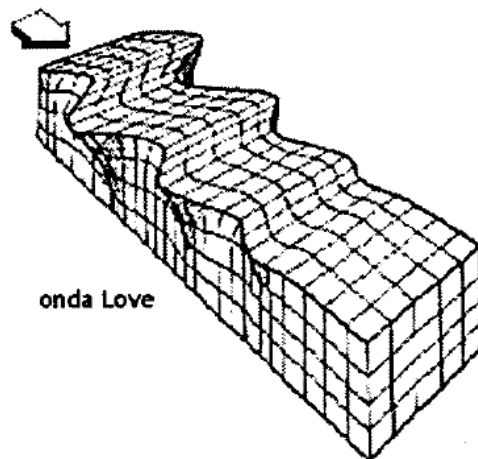


Figura 10 - Esquema de propagação da onda superficial (Ferreira, 2003).

Tal como sucede com outras ondas superficiais, as ondas de Love apresentam, em geral, comportamento dispersivo, pelo que a sua velocidade de propagação, V_l , pode variar em função da frequência da excitação e das características estratigráficas do meio, nomeadamente da profundidade e das propriedades das camadas que constituem o maciço (Marcos, 2016).

Abordados os principais tipos de ondas sísmicas e as suas características de movimento e velocidade, ficam estabelecidos os conceitos fundamentais de propagação de ondas necessários para compreender a resposta dinâmica dos solos quando sujeitos a ações de natureza cíclica ou transitória. No subcapítulo seguinte tratam-se as propriedades dinâmicas fundamentais dos solos, com particular atenção aos parâmetros que governam a sua rigidez e o seu comportamento sob solicitações dinâmicas.

2.2.2 PROPRIEDADES FUNDAMENTAIS PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO

2.2.2.1 Índice de vazios (e)

O índice de vazios, representado pela letra (e), é um dos parâmetros fundamentais na caracterização do estado físico dos solos. Traduz a relação entre o volume de vazios existente numa amostra de solo e o volume ocupado pelas partículas sólidas que a compõem. Os vazios correspondem aos espaços existentes entre as partículas sólidas, que podem estar preenchidos por água, por ar ou por uma combinação de ambos. O índice de vazios define-se como (Pinto, 2016).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.10)$$

em que:

- V_v Corresponde ao volume de vazios;
- V_s Corresponde ao volume de sólidos.

Apesar da sua definição simples, o índice de vazios é de grande relevância na engenharia geotécnica, uma vez que descreve a estrutura interna do solo e condiciona diversas propriedades mecânicas e hidráulicas. A Figura 11 ilustra as grandezas fundamentais associadas ao estado físico dos solos (Fernandes, 2017).

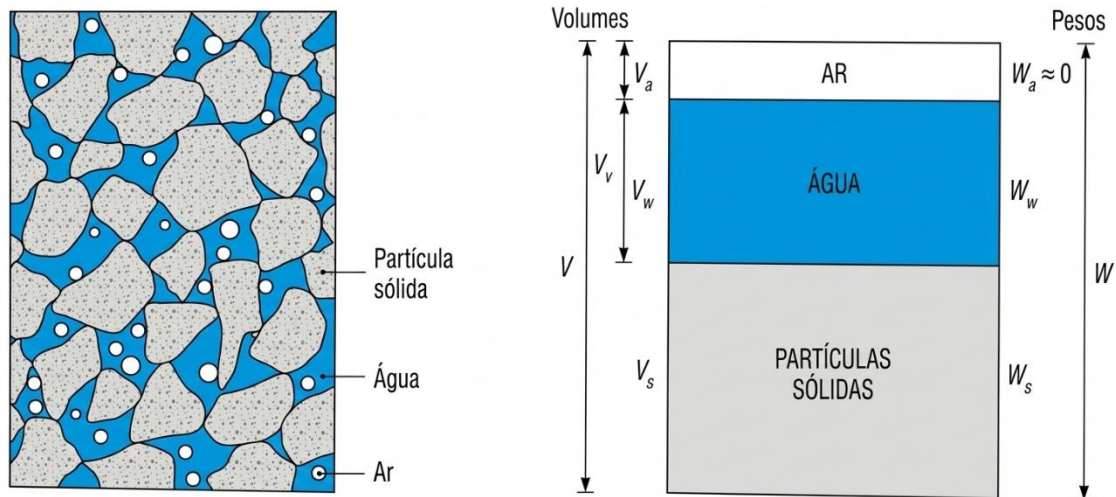


Figura 11 - Representação esquemática das grandezas fundamentais do estado físico dos solos, incluindo volumes de ar, água e partículas sólidas (Fernandes, 2017)

A partir do índice de vazios podem estabelecer-se diversas relações que permitem obter outros parâmetros utilizados na caracterização do solo. Para uma situação em que o volume de sólidos é unitário, obtêm-se as seguintes expressões:

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (2.11)$$

onde:

- n representa a porosidade do solo.

Outra relação relevante envolve o grau de saturação, que permite escrever:

$$G_s w = S_r e \quad (2.12)$$

em que:

- G_s corresponde densidade das partículas solidas;
- w representa o teor em água;
- S_r corresponde ao grau de saturação.

O peso volúmico do solo pode igualmente ser expresso em função do índice de vazios através da relação:

$$\gamma = \gamma_s \frac{1 + w}{1 + e} \quad (2.13)$$

em que:

- γ representa o peso volúmico do solo;
- γ_s corresponde ao peso volúmico das partículas sólidas.

Para o caso particular do solo seco, obtém-se a seguinte expressão:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e} \quad (2.14)$$

Estas relações evidenciam que o índice de vazios influencia diretamente várias propriedades físicas do solo (Fernandes, 2017; Pinto, 2016).

A variação do índice de vazios conduz a alterações significativas no comportamento mecânico do solo. Duas amostras constituídas pelo mesmo material e com igual volume de partículas sólidas podem apresentar comportamentos distintos caso possuam diferentes volumes de água e ar granulares. Em termos gerais, valores mais reduzidos de índice de vazios correspondem a solos mais compactos, caracterizados por uma estrutura granular mais densa. Nestas condições, o solo apresenta maior rigidez e menor deformabilidade. Em contrapartida, valores elevados de índice de vazios estão associados a solos mais soltos, que tendem a apresentar maior compressibilidade e menor resistência mecânica. Dada a influência deste parâmetro no comportamento do solo, o índice de vazios é uma variável frequentemente controlada na preparação de amostras laboratoriais, de modo a garantir condições comparáveis entre diferentes ensaios.

O valor do índice de vazios observado num depósito de solo no seu estado natural depende, sobretudo, da história geológica e das tensões a que o material foi sujeito ao longo do tempo, sendo habitualmente designado por índice de vazios natural. Em depósitos arenosos recentes, o índice de vazios natural tende a apresentar valores relativamente elevados, dado que o processo de sedimentação não conduz necessariamente a uma estrutura muito compacta. Com o tempo, a ação de cargas adicionais ou de vibrações, como as associadas a fenómenos sísmicos, pode provocar uma reorganização das partículas e uma redução do índice de vazios. Para avaliar o grau de compacidade de um solo granular, utiliza-se frequentemente o índice de compacidade, definido pela seguinte expressão:

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \quad (2.15)$$

em que:

- e_{max} corresponde ao índice de vazios máximo;
- e_{min} corresponde ao índice de vazios mínimo;
- e representa o índice de vazios do solo considerado.

Este parâmetro varia entre 0% e 100%, valores que correspondem respetivamente aos estados de compacidade mínima e compacidade máxima.

O índice de compactidade permite classificar solos granulares de acordo com o seu estado de densidade. Uma classificação frequentemente utilizada apresenta os seguintes intervalos:

Tabela 1 - Classificação dos solos arenosos quanto à compactidade.

Estado de compactidade	Índice de compactidade (%)
Muito solta	0-20
Solta	20-40
Medianamente compacta	40-60
Compacta ou densa	60-80
Muito compacta	80-100

O índice de compactidade permite avaliar a suscetibilidade do solo a deformações volumétricas quando sujeito a carregamentos. Solos com índices de compactidade mais elevados tendem a apresentar menor compressibilidade e maior resistência às deformações.

No caso de solos utilizados como material de aterro, o estado natural do depósito é menos determinante do que a compactidade alcançada após as operações de compactação. Nestas situações, a granulometria do material assume especial importância, uma vez que solos bem graduados permitem alcançar índices de vazios mais reduzidos após compactação, com reflexo positivo no comportamento mecânico sob as cargas aplicadas (Fernandes, 2017).

2.2.2.2 Módulo de distorção (G)

O comportamento mecânico dos solos sob solicitações de corte pode ser caracterizado através do módulo de distorção, geralmente representado por G. Este parâmetro traduz a rigidez do material quando sujeito a deformações de corte, distinguindo-se do módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young (E), que descreve a resposta do material perante deformações axiais.

No domínio da engenharia geotécnica, em particular na análise de problemas de dinâmica dos solos e de engenharia sísmica, o módulo de distorção é de especial relevância, uma vez que as deformações impostas ao solo durante fenómenos sísmicos são predominantemente deformações de corte (Pinto, 2016).

A distorção corresponde a uma alteração da forma do material sem variação significativa do seu volume. Como se ilustra na Figura 12, um elemento representativo do solo altera a sua forma mantendo o volume aproximadamente constante.

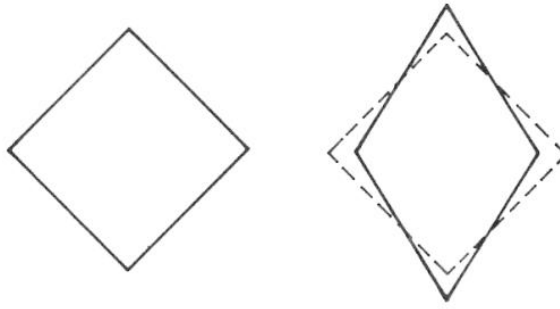


Figura 12 - Representação esquemática da deformação por distorção, caracterizada pela alteração da forma do elemento sem variação do volume (Pinto, 2016).

Em contraste, o módulo volumétrico, habitualmente designado por K (*bulk modulus*), descreve o comportamento do material quando ocorre variação de volume sem alteração da forma, conforme ilustrado na Figura 13 (Pinto, 2016).

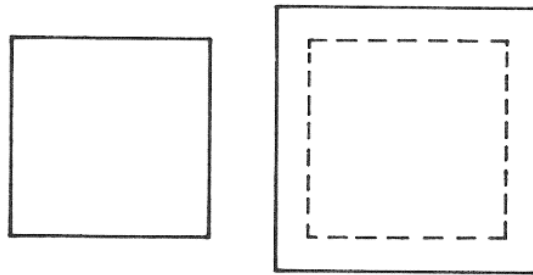


Figura 13 - Representação esquemática da variação de volume sem alteração da forma (Pinto, 2016).

Os parâmetros elásticos fundamentais que caracterizam o comportamento de um material isotrópico, nomeadamente o módulo de Young (E), o módulo de distorção (G), o módulo volumétrico (K) e o coeficiente de Poisson (ν), estão interligados por relações matemáticas. Uma dessas relações, das mais utilizadas na prática, estabelece a ligação entre o módulo de Young e o módulo de distorção:

$$E = 2(1 + \nu)G \quad \text{ou} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.16)$$

Por sua vez, o módulo volumétrico pode ser expresso por:

$$K = \frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.17)$$

Estas expressões evidenciam que o conhecimento de dois parâmetros elásticos independentes permite determinar os restantes (Pinto, 2016).

Tal como acontece com outros parâmetros de rigidez dos solos, o módulo de distorção não apresenta um valor constante, pois varia com o nível de deformação e com o estado de tensão a que o material se encontra sujeito. Em termos gerais, o comportamento tensão-deformação dos solos revela uma forte não linearidade, traduzida numa redução progressiva da rigidez com o aumento da deformação. Esta evolução decorre das alterações nas interações entre partículas do solo à medida que se mobilizam tensões de corte mais elevadas.

A degradação da rigidez pode ser descrita através da seguinte relação:

$$\frac{G}{G_0} = \left(1 - f \frac{\tau}{\tau_{ult}}\right)^g \quad (2.18)$$

em que:

- G representa o módulo de distorção para um determinado nível de tensão;
- G_0 corresponde ao módulo de distorção máximo ou inicial;
- τ representa a tensão de corte mobilizada;
- τ_{ult} corresponde à tensão de corte máxima;
- f e g são parâmetros que descrevem a forma da curva de degradação.

A representação gráfica desta relação evidencia a redução do módulo de distorção com o aumento da tensão de corte mobilizada.

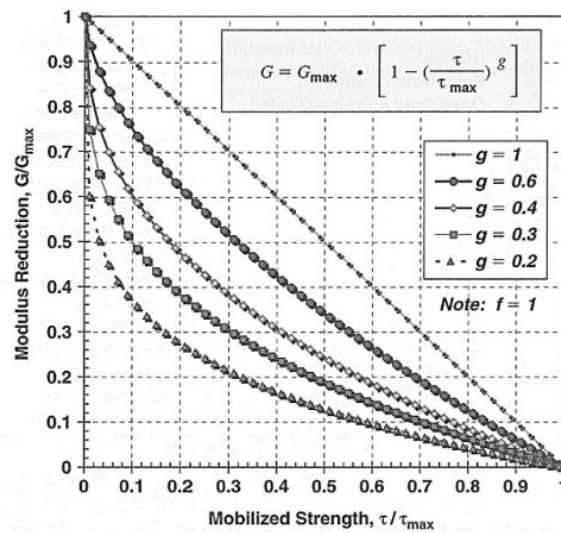


Figura 14 - Degradação do módulo de distorção normalizado em função da tensão de corte mobilizada (Pinto, 2016).

A relação entre o módulo de distorção e a distorção de corte apresenta uma forma característica, que se aproxima de um valor constante apenas para níveis muito reduzidos de deformação. Estudos experimentais demonstraram que esta assíntota horizontal corresponde ao módulo de distorção máximo, designado por $G_{\max}$ ou G_0 (Jardine et al., 1986; Kokusho, 1980).

Para deformações muito pequenas, geralmente inferiores a 10^{-5} , a estrutura do solo mantém-se praticamente inalterada, o que se traduz em valores elevados de rigidez. No entanto, à medida que a distorção aumenta, as tensões tangenciais no contacto entre partículas intensificam-se e podem ultrapassar as forças resistentes que mantêm o equilíbrio entre partículas. Este processo provoca rearranjos na estrutura granular e origina a redução progressiva da rigidez do material (Marcos, 2016).

Para descrever este comportamento, (Hardin & Drnevich, 1972) propuseram uma relação hiperbólica que permite representar a curva de degradação do módulo de distorção normalizado:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.19)$$

onde:

- G representa o módulo de distorção para um determinado nível de deformação;
- $G_{\max}$ corresponde ao módulo de distorção máximo;
- γ representa a distorção de corte;
- γ_r corresponde à distorção de referência.

Esta expressão permite representar a redução progressiva da rigidez do solo com o aumento da deformação (Marcos, 2016).

No caso de misturas de solo com partículas de borracha, a relação anterior foi adaptada por Nakhaei et al., (2012) de modo a incorporar a influência da tensão confinante e da composição da mistura. A expressão proposta assume a forma:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + (A\sigma_3^n(1 + R)^m)\gamma} \quad (2.20)$$

onde:

- A , m e n correspondem a parâmetros obtidos a partir de regressão de resultados experimentais;
- σ_3 representa a tensão confinante;
- R corresponde a um parâmetro associado à estrutura da mistura, equivalente ao índice de vazios da amostra.

Esta formulação permite considerar explicitamente a influência das condições de tensão e da estrutura do material na evolução da rigidez.

2.2.2.3 Amortecimento (D)

A resposta dinâmica dos solos não depende apenas da sua rigidez, mas também da capacidade do material para dissipar energia quando sujeito a vibrações ou solicitações cíclicas. Esta capacidade de dissipação é habitualmente descrita pelo amortecimento, parâmetro fundamental na análise do comportamento de sistemas solo-estrutura sujeitos a ações dinâmicas. Nas últimas décadas, o interesse pelo estudo do amortecimento dos solos tem aumentado de forma expressiva, impulsionado pelo desenvolvimento da engenharia sísmica e pela necessidade de compreender com maior rigor os efeitos das vibrações provocadas por fenómenos naturais, como os sismos, ou por atividades humanas, como o tráfego ferroviário de alta velocidade e o funcionamento de maquinaria pesada.

Sob carregamento dinâmico, a energia introduzida no sistema não se conserva integralmente. Parte dessa energia é dissipada por diferentes mecanismos físicos que atuam no interior do material e durante a propagação das ondas no meio envolvente. O amortecimento corresponde precisamente a esta capacidade do sistema em reduzir a energia associada ao movimento.

Para compreender este fenómeno, pode considerar-se uma situação simples em que um objeto atinge a superfície de um líquido inicialmente em repouso. O impacto gera uma perturbação que origina ondas que se propagam radialmente a partir do ponto de contacto. Apesar de a superfície do fluido não apresentar limites físicos próximos, a amplitude dessas ondas diminui à medida que a distância ao ponto de impacto aumenta (Pinto, 2016).



Figura 15 - Exemplo ilustrativo da propagação de uma onda após o impacto de um objeto na superfície de um fluido (Shutterstock, 2025).

A redução progressiva da amplitude da onda resulta da perda de energia ao longo do processo de propagação. Este fenómeno pode ocorrer por diferentes mecanismos. Um primeiro corresponde à atenuação geométrica, que resulta da dispersão da energia por uma área cada vez maior à medida que a onda se propaga. Neste caso, a intensidade da energia associada à onda diminui com a distância à origem da perturbação, podendo ser representada por uma variação proporcional a $1/r^2$, onde r representa a distância radial entre a origem e a frente de onda. Além deste efeito geométrico, a dissipação de energia depende também das características do material onde a onda se propaga. Durante o movimento das partículas do meio, parte da energia mecânica transforma-se noutras formas de energia, como calor, o que contribui para a redução da amplitude do movimento.

Um segundo fator está relacionado com a presença de materiais com propriedades mecânicas distintas. Diferenças de rigidez entre camadas podem provocar fenómenos de reflexão ou de impedância que alteram a propagação das ondas e reduzem a energia transmitida. No caso dos solos, todos estes processos contribuem para a dissipação de energia associada às vibrações, sendo habitualmente representados de forma simplificada pelo coeficiente de amortecimento (Pinto, 2016; Santamarina et al., 2001).

Nos subcapítulos seguintes analisam-se com maior detalhe estes dois mecanismos de dissipação de energia, descrevendo-se separadamente o amortecimento viscoso e o amortecimento histerético, com enfoque nos princípios físicos associados a cada fenómeno e na sua relevância para a caracterização do comportamento dinâmico dos solos.

a) Coeficiente de Amortecimento Viscoso

Entre os diferentes mecanismos responsáveis pela dissipação de energia em sistemas sujeitos a solicitações dinâmicas, o amortecimento viscoso é uma das abordagens mais utilizadas na modelação do comportamento mecânico de materiais. Este conceito assenta numa analogia com o comportamento de um fluido viscoso, no qual a resistência ao movimento depende da velocidade com que ocorre a deformação. Quando um material apresenta este tipo de comportamento, a força associada ao amortecimento é proporcional à velocidade de deslocamento (Lopes, 2009). Em termos físicos, isto significa que a dissipação de energia aumenta à medida que o movimento ocorre mais rapidamente. Este modelo aplica-se frequentemente a situações em que as deformações permanecem relativamente pequenas, o que permite considerar que o material ainda se encontra no domínio elástico.

Na análise dinâmica, o coeficiente de amortecimento viscoso pode ser expresso pela relação entre o amortecimento do sistema C e o amortecimento crítico C_c . O coeficiente de amortecimento D obtém-se pela expressão:

$$D = \frac{C}{C_c} = \frac{C}{2\sqrt{km}} \quad (2.21)$$

onde:

- C corresponde ao coeficiente de amortecimento do sistema;
- C_c representa o amortecimento crítico;
- k corresponde à rigidez associada ao sistema;
- m representa a massa.

Quando o sistema se encontra em condição de ressonância, o amortecimento crítico assume valor unitário, o que conduz à relação:

$$D = C \quad (2.22)$$

Este conceito constitui um dos princípios fundamentais utilizados em diversos modelos de análise dinâmica aplicados ao comportamento de estruturas e materiais (Pinto, 2016).

Para descrever matematicamente o comportamento do amortecimento viscoso em materiais, foram desenvolvidos diferentes modelos mecânicos equivalentes. Estes modelos representam o comportamento do material pela combinação de elementos simples, como molas e amortecedores, o que permite reproduzir os efeitos de rigidez e dissipação de energia. Entre os mais utilizados destacam-se o modelo de Kelvin-Voigt, o modelo de Maxwell e o modelo linear padrão (Standard Linear Solid Model), cada um com pressupostos próprios e níveis distintos de complexidade (Santamarina et al., 2001).

O modelo de Kelvin-Voigt é um dos mais simples na representação do comportamento viscoelástico. Neste modelo, uma mola elástica e um amortecedor viscoso estão ligados em paralelo, pelo que ambos os elementos respondem em simultâneo à aplicação de uma força externa.

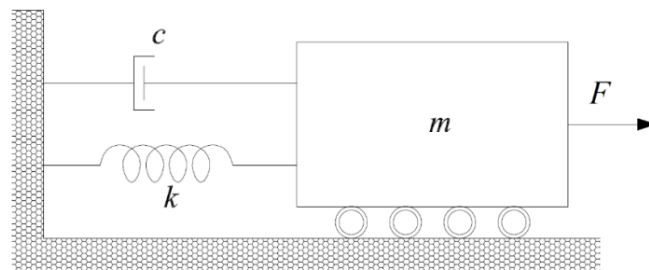


Figura 16 - Representação esquemática do modelo de Kelvin-Voigt (Pinto, 2016).

Este sistema corresponde a um sistema mecânico com um grau de liberdade, constituído por uma mola com rigidez k , cuja resposta segue a lei de Hooke, e um amortecedor com coeficiente c , associado à lei de Newton. Quando uma força externa F atua sobre o sistema, este desvia-se da posição de equilíbrio. Após a remoção da força, o sistema tende a regressar ao estado inicial, com perda gradual da energia transmitida. O movimento resultante é descrito pela equação fundamental da dinâmica das estruturas (Pinto, 2016):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F \quad (2.23)$$

onde:

- u representa o deslocamento do sistema;
- $\dot{u}$ corresponde à velocidade;
- $\ddot{u}$ corresponde à aceleração;
- m representa a massa;
- k representa a rigidez;
- c corresponde ao coeficiente de amortecimento.

Consoante do valor relativo entre o amortecimento do sistema e o amortecimento crítico, podem observar-se diferentes tipos de resposta dinâmica.

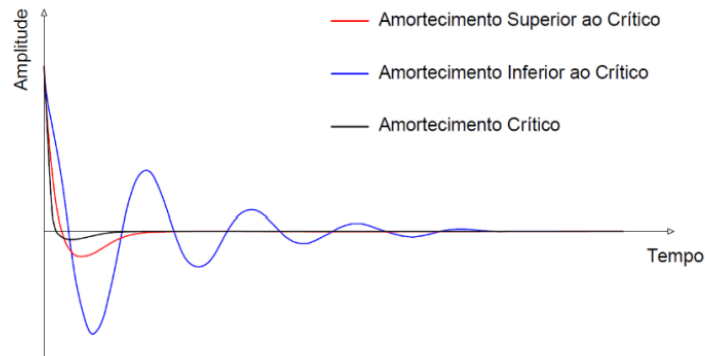


Figura 17 - Resposta do sistema para diferentes níveis de amortecimento (Pinto, 2016).

Podem distinguir-se três situações principais, que são elas, o amortecimento crítico, no qual o sistema regressa à posição de equilíbrio sem oscilar, o amortecimento superior ao crítico, em que o retorno ocorre de forma mais lenta, também sem oscilações e o amortecimento inferior ao crítico, situação em que o sistema apresenta movimento oscilatório antes de atingir o estado de repouso (Pinto, 2016).

Outro modelo frequentemente utilizado para descrever o comportamento viscoelástico é o modelo de Maxwell. Neste caso, a mola e o amortecedor encontram-se ligados em série.

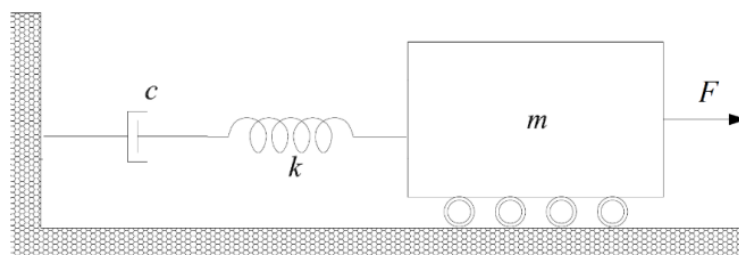


Figura 18 - Representação esquemática do modelo de Maxwell (Pinto, 2016).

Neste tipo de configuração, a tensão aplicada ao sistema é a mesma em ambos os elementos, enquanto a deformação total corresponde à soma das deformações individuais. Assim, podem escrever-se as seguintes relações:

$$\sigma_{total} + \sigma_{mola} = \sigma_{amortecedor} \quad (2.24)$$

$$\varepsilon_{total} + \varepsilon_{mola} = \varepsilon_{amortecedor} \quad (2.25)$$

Este modelo é frequentemente utilizado para representar materiais sujeitos a carregamentos constantes ao longo do tempo, situação na qual o deslocamento tende a aumentar progressivamente, fenómeno conhecido como fluência (Moreira, 2015).

O terceiro modelo considerado corresponde ao modelo linear padrão, também designado por Standard Linear Solid Model. Este modelo apresenta maior complexidade, pois combina características dos dois modelos anteriores. A sua configuração inclui duas molas, uma das quais se encontra ligada em paralelo com um amortecedor viscoso c , subsequentemente, associada em série com a segunda mola.

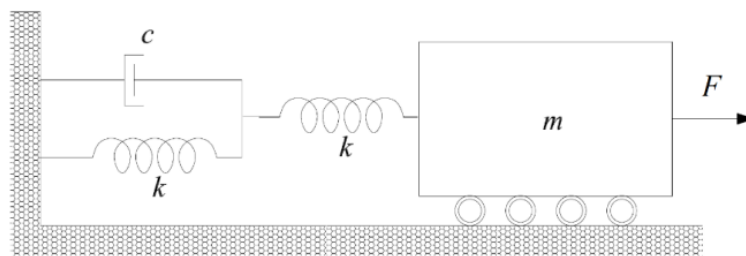


Figura 19 - Representação esquemática do modelo linear padrão.

Tal como nos modelos anteriores, a resposta elástica das molas é descrita pela lei de Hooke, segundo a qual a força aplicada pode ser relacionada com a deformação através da expressão (Santamarina et al., 2001):

$$k = \frac{F}{\delta} \quad (2.26)$$

Por outro lado, o comportamento do amortecedor viscoso segue a lei de Newton, na qual a força depende da velocidade de deformação:

$$F = c \frac{d\delta}{dt} \quad (2.27)$$

Estas relações permitem representar o comportamento combinado de rigidez e dissipação de energia característico de materiais reais. O modelo linear padrão é mais flexível na representação da resposta do material, o que lhe permite superar algumas das limitações dos modelos mais simples. Apesar das diferenças entre si, todos estes modelos partilham um objetivo comum: representar de forma simplificada os mecanismos responsáveis pela dissipação de energia em materiais sujeitos a solicitações dinâmicas. A partir desta abordagem, podem ser adotados diferentes métodos experimentais para determinar, em laboratório, os parâmetros associados ao amortecimento dos solos (Pinto, 2016).

b) Coeficiente de Amortecimento histerético

Tal como o amortecimento viscoso, o amortecimento histerético descreve um mecanismo de dissipação de energia associado ao comportamento dinâmico dos materiais. Contudo, neste caso, a dissipação está diretamente relacionada com a interação entre as tensões aplicadas e as deformações desenvolvidas ao longo de ciclos de carregamento. Quando um material é sujeito a carregamentos cíclicos, as tensões variam entre valores máximos e mínimos ao longo do tempo. Neste processo, parte da energia introduzida no sistema não é recuperada na fase de descarregamento, dissipando-se no interior do material. A quantidade de energia dissipada pode ser avaliada pela análise de um ciclo completo de carregamento.

Este fenómeno está associado ao conceito de histerese, que traduz a capacidade de um material armazenar e dissipar energia quando sujeito a uma determinada combinação de força e deformação. Ao contrário do amortecimento viscoso, cuja resposta depende da velocidade de deformação, o amortecimento histerético caracteriza-se por a energia dissipada ser essencialmente independente da frequência da excitação. Por esta razão, os modelos utilizados para representar o amortecimento histerético são formulados de forma distinta daqueles aplicados ao amortecimento viscoso, resultando frequentemente de simplificações dos modelos viscoelásticos, com a substituição de parâmetros dependentes da frequência por coeficientes associados diretamente ao comportamento do material (Hardin & Drnevich, 1972).

Diversos modelos foram propostos ao longo do tempo para representar matematicamente a dissipação de energia associada ao amortecimento histerético. Apesar das diferenças entre eles, todos procuram descrever a energia dissipada durante um ciclo de deformação. A partir da análise de um sistema sujeito a uma deformação sinusoidal, a energia dissipada por ciclo pode ser relacionada com a amplitude da deformação e com a frequência de excitação. Para um sistema descrito pelo modelo de Kelvin-Voigt, a energia dissipada num ciclo de carregamento pode ser expressa por:

$$W_{\text{ciclo}} = |w| \times \Delta_0^2 \quad (2.28)$$

onde:

- W_{ciclo} corresponde à energia dissipada durante um ciclo;
- $|w|$ representa a frequência angular da excitação;
- Δ_0^2 corresponde à amplitude da deformação.

Contudo, em muitos materiais reais, a energia dissipada por ciclo não depende significativamente da frequência de deformação. Esta constatação impulsionou o desenvolvimento de modelos alternativos, capazes de representar de forma mais adequada esse comportamento.

Para que tal seja verificado, é necessário que a relação entre força aplicada e deformação obedeça a determinadas condições matemáticas. Em particular, tanto a transformada de Fourier da força aplicada como da deformação devem satisfazer a seguinte relação:

$$F(jw) = k[1 + j\eta \operatorname{sgn}(w)] \times \Delta(jw) \quad (2.29)$$

Nesta expressão:

- F corresponde à força aplicada;
- k representa a rigidez do sistema;
- j corresponde à unidade imaginária;
- η corresponde ao fator de perda;
- $\operatorname{sgn}(x)$ representa a função sinal;
- Δ corresponde à deformação.

Ao admitir uma deformação sinusoidal com amplitude Δ_0 , a energia dissipada por ciclo pode ser escrita sob a forma:

$$W_{ciclo} = \pi k \eta \Delta_0^2 \quad (2.30)$$

Esta formulação permite relacionar diretamente a energia dissipada com a amplitude da deformação e com as propriedades mecânicas do material.

Apesar da utilidade destes modelos na representação do comportamento dinâmico dos materiais, alguns apresentam limitações físicas que importa ter em conta. Em certos casos, os modelos inicialmente propostos não satisfazem completamente princípios fundamentais da mecânica, como o Princípio da Causalidade ou o Princípio da Sobreposição de Efeitos. Para ultrapassar estas limitações, foram posteriormente desenvolvidos outros modelos teóricos. Entre eles destacam-se os propostos por Reid e por Biot, com formulações alternativas para a representação da dissipação de energia associada ao comportamento histerético. Num desses modelos, a energia dissipada por ciclo pode ser expressa pela relação:

$$W_{ciclo} = 2k\eta\Delta_0^2 \tan^{-1}\left(\frac{W}{\varepsilon}\right) \quad (2.31)$$

em que ε corresponde a um parâmetro positivo associado ao comportamento do material.

Apesar de estas formulações descreverem de forma mais completa determinados aspetos do comportamento dinâmico, mantêm algumas limitações quando aplicadas a situações reais. Ainda assim, representam instrumentos úteis para a análise do amortecimento em materiais sujeitos a solicitações cíclicas (Pinto, 2016).

O método de cálculo do amortecimento histerético baseia-se na análise da curva de histerese, obtida quando um solo é sujeito a carregamentos cíclicos. A relação entre tensão e deformação origina uma curva fechada, que traduz o comportamento não linear do material e mostra que parte da energia aplicada durante o carregamento não é recuperada durante o descarregamento. Ao analisar um ciclo específico desta curva é possível determinar a quantidade de energia dissipada pelo material. Essa energia corresponde à área delimitada pelo ciclo de histerese, conforme ilustrado na Figura 20.

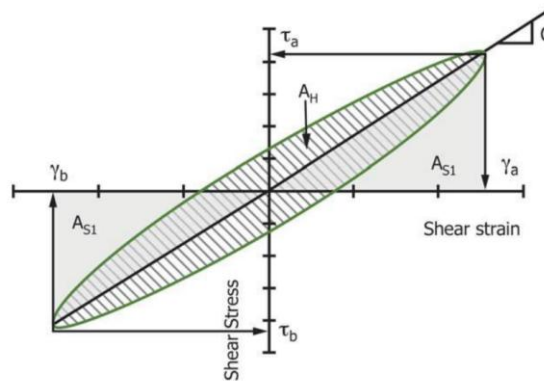


Figura 20 - Curva de histerese típica para amortecimento mecânico (Menezes, 2023).

O coeficiente de amortecimento histerético pode então ser estimado através da relação:

$$D = \frac{1}{2\pi} \frac{A_H}{A_{S1} + A_{S2}} \times 100 \quad (2.32)$$

em que:

- A_H corresponde à área do loop histerético, associada à energia dissipada durante o ciclo;
- A_{S1} e A_{S2} representam as áreas relacionadas com a energia armazenada no material.

Este procedimento é comum em ensaios laboratoriais, ainda que implique ter em conta algumas limitações associadas à representação do comportamento real dos solos ou de misturas solo-borracha. Estudos experimentais indicam que, para pequenos níveis de deformação, o amortecimento histerético apresenta comportamento semelhante ao amortecimento viscoso. No entanto, à medida que as deformações aumentam, o amortecimento histerético tende a diminuir devido à influência dos mecanismos de fricção entre partículas (Hardin, 1965).

A frequência de carregamento pode também influenciar o comportamento do amortecimento. Como se mostra na Figura 21, identificam-se três intervalos distintos de frequência.

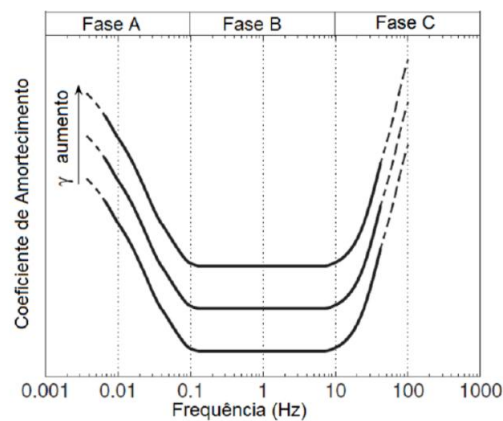


Figura 21 - Variação do coeficiente de amortecimento com a frequência.

Na fase intermédia (Fase B), o coeficiente de amortecimento mantém-se aproximadamente constante, uma vez que é dominado pelo amortecimento histerético. Nas regiões de frequências mais baixas ou mais elevadas (Fases A e C), o amortecimento viscoso passa a ter maior influência no comportamento do material.

Nos ensaios laboratoriais realizados neste tipo de estudos, a frequência de carregamento situa-se frequentemente em torno de 0,2 Hz, valor inserido na região onde o comportamento é praticamente independente da frequência.

Acresce que muitos equipamentos laboratoriais não permitem analisar adequadamente o amortecimento viscoso, dado que tal exige dispositivos capazes de aplicar carregamentos com frequências muito elevadas, superiores às normalmente utilizadas em ensaios geotécnicos (Menezes, 2023).

2.2.3 LIQUEFAÇÃO EM SOLOS ARENOSOS

2.2.3.1 Enquadramento do fenómeno

A liquefação corresponde a um fenómeno de instabilidade que ocorre em solos saturados, particularmente em areias, quando estes são sujeitos a carregamentos monotónicos ou cíclicos capazes de provocar uma redução significativa da sua resistência ao corte. Em determinadas condições, essa perda de resistência pode ser tão acentuada que o solo passa a comportar-se como um fluido, perdendo a capacidade de suportar as tensões aplicadas (Castro & Poulos, 1977). Este comportamento está associado ao aumento da pressão da água nos poros em condições não drenadas. Quando o solo é submetido a solicitações rápidas, como as induzidas por um sismo, a água presente nos vazios não consegue dissipar-se. A pressão intersticial aumenta, o que reduz a tensão efetiva. Quando esta tende para zero, a resistência ao corte do solo diminui drasticamente, podendo originar deformações excessivas ou mesmo rotura. (G. Castro & Poulos, 1977; Menezes, 2023).

Este fenómeno foi observado em ensaios laboratoriais não drenados, nomeadamente triaxiais e de corte simples, bem como em situações reais, em particular em depósitos arenosos saturados sujeitos a ação sísmica. A Figura 22 ilustra esquematicamente o fenómeno da liquefação dos solos.

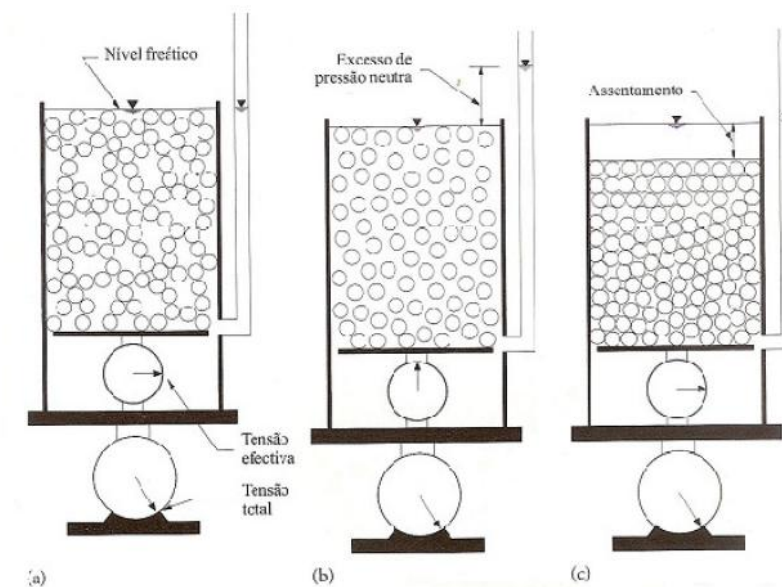


Figura 22 - Esquema simplificado de Ishihara para explicar o fenómeno de liquefacção de solos: a) estado inicial (Fernandes, 2015).

Um dos episódios mais marcantes associados à liquefação ocorreu no sismo de Niigata, no Japão, em 1964 (figura 23). Durante o sismo, extensas áreas constituídas por depósitos arenosos saturados sofreram perda significativa de resistência ao corte, o que originou assentamentos generalizados e inclinações acentuadas de edifícios. Em várias zonas registaram-se emissões de areia e água à superfície, o que revelou o aumento da pressão intersticial no interior do solo. Este episódio tornou-se um caso de referência na engenharia geotécnica, por mostrar como a liquefação pode comprometer a capacidade resistente do terreno e provocar danos estruturais relevantes, mesmo em edifícios sem danos aparentes (Abreu, 2012).

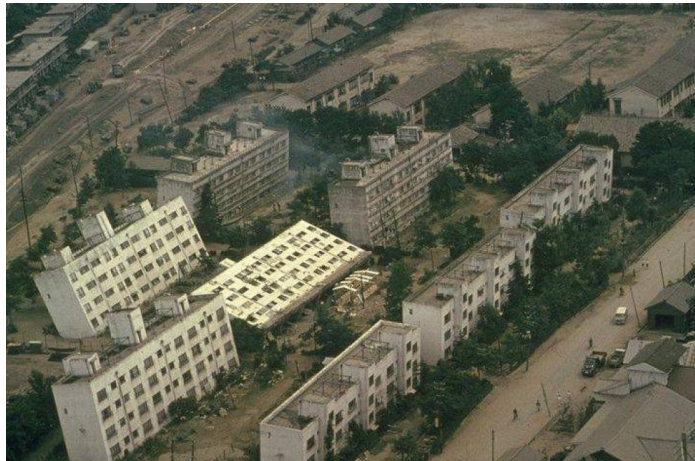


Figura 23 - Edifícios que ruíram devido ao fenómeno da liquefacção em Niigata, 1964 (FrWiki, 2026).

A Figura 24 ilustra o comportamento de areias saturadas sob condições não drenadas, através de um diagrama que relaciona o índice de vazios com a tensão principal menor efetiva. A linha de estados críticos delimita os estados em que o solo se deforma a tensão e volume constantes, distinguindo solos soltos (contrativos) de solos densos (dilatantes).

Para solos soltos, o carregamento pode conduzir à redução da tensão efetiva até valores muito baixos, situação associada à liquefação. Nos solos densos, o comportamento é distinto, podendo ocorrer mobilidade cíclica sem que se atinja necessariamente a condição de tensão efetiva nula. A zona correspondente à tensão efetiva nula representa a condição de quicksand, associada à perda total de resistência do solo (Castro & Poulos, 1977; Menezes, 2023).

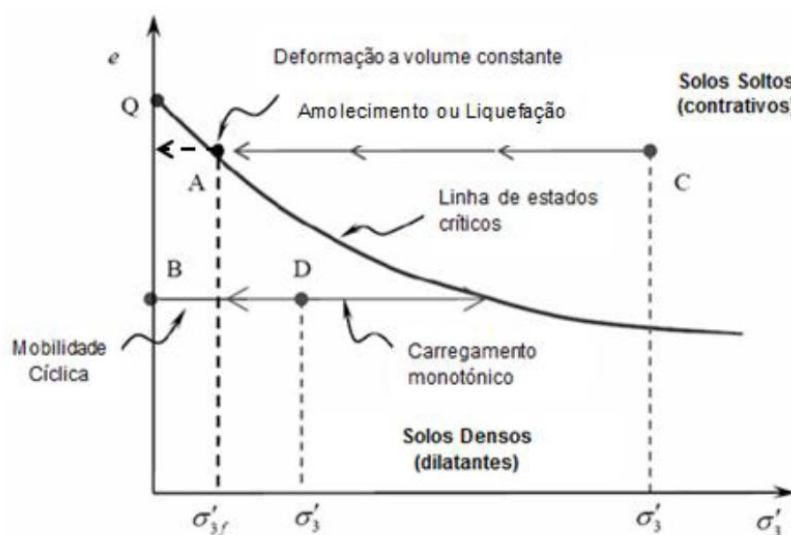


Figura 24 - Portamento de areias saturadas em condições não drenadas aquando de carregamento monotónico e cíclico (Abreu, 2012).

2.2.3.2 Mecanismos associados à instabilidade cíclica

A mobilidade cíclica é um dos mecanismos associados à instabilidade de solos granulares saturados sob carregamento cíclico. Este fenómeno ocorre tipicamente em solos mais densos do que o estado crítico, quando sujeitos a solicitações rápidas em condições não drenadas. Nestas circunstâncias, pode verificar-se a reversão das tensões de corte ao longo dos ciclos de carregamento. Sob carregamento cíclico, é possível acumularem-se deformações significativas que, em geral, tendem a estabilizar após o término da solicitação. Os deslocamentos observados estão associados à ação externa aplicada e desenvolvem-se exclusivamente enquanto o carregamento cíclico se mantém. A suscetibilidade à mobilidade cíclica depende da magnitude e da duração da carga aplicada, sendo mais comum em solos granulares, particularmente areias saturadas. Em contraste, solos argilosos raramente desenvolvem liquefação cíclica, uma vez que apresentam normalmente deformações reduzidas devido ao seu comportamento coesivo (Rocha, 2012).

A Figura 25 mostra estas condições no espaço de tensões, identificando o ponto de estado estacionário e a linha FLS, que separam domínios distintos de comportamento. A região inferior do diagrama corresponde à suscetibilidade à liquefação ou mobilidade cíclica, ao passo que a zona superior indica condições propícias à liquefação por fluxo. A posição do estado inicial relativamente a estas fronteiras determina o mecanismo de instabilidade que poderá ocorrer sob carregamento cíclico (Marcos, 2016).

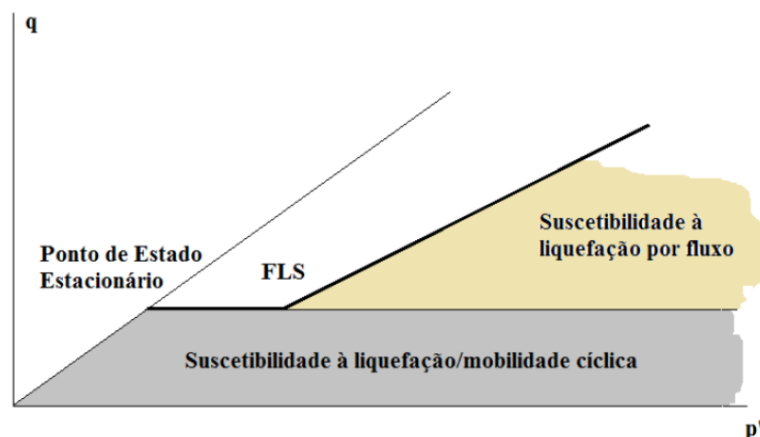


Figura 25 - Zonas de Suscetibilidade aos fenómenos de liquefação (Marcos, 2016).

2.2.3.3 Avaliação da suscetibilidade à liquefação em solos

A liquefação é um fenómeno relevante na engenharia geotécnica, associado à perda significativa de resistência de determinados solos quando sujeitos a ações dinâmicas ou carregamentos cíclicos. A sua ocorrência depende de vários fatores relacionados com as características do material e com o seu estado inicial. Os parâmetros mais frequentemente associados à suscetibilidade à liquefação são a composição granulométrica, a forma das partículas, o índice de vazios e o estado de compactação do solo, os quais condicionam a organização e a interação das partículas sob carregamento.

A distribuição granulométrica do solo é particularmente importante na avaliação deste fenómeno. Solos bem graduados apresentam, em geral, menor tendência para desenvolver liquefação, uma vez que as partículas mais finas ocupam parte dos espaços vazios entre os grãos maiores. Em contrapartida, materiais com distribuição granulométrica mais uniforme tendem a apresentar maior suscetibilidade.

Uma forma expedita de analisar esta propensão consiste em comparar a curva granulométrica do solo com o intervalo proposto por Tsuchida (1970), que identifica a faixa granulométrica de solos potencialmente suscetíveis à liquefação (Marcos, 2016).

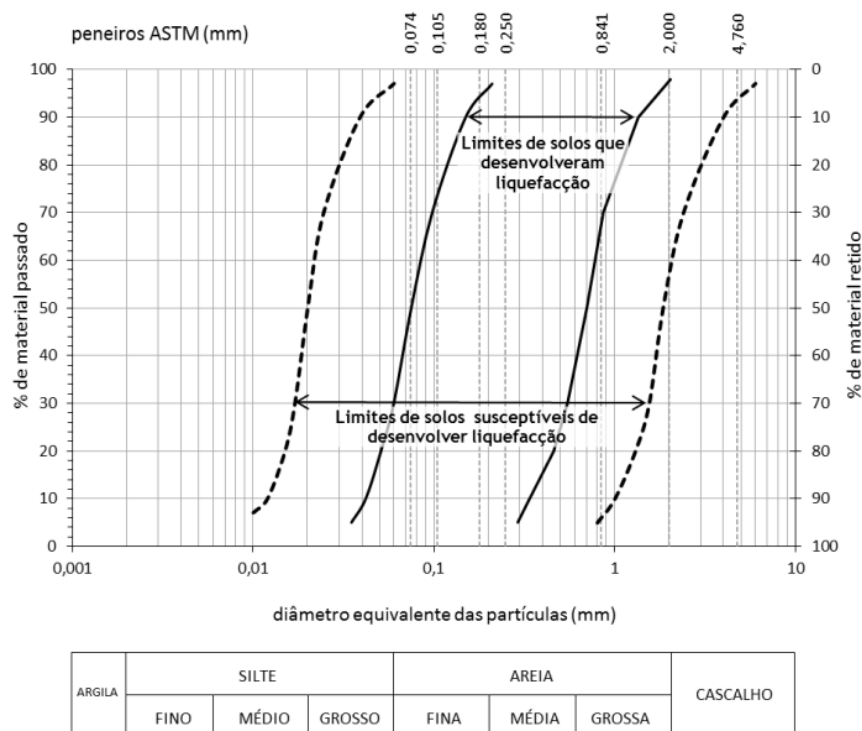


Figura 26 - Fuso granulométrico de solos suscetíveis à liquefação (Marcos, 2016).

Este critério indica que areias e siltes se encontram entre os materiais com maior potencial para desenvolver liquefação, enquanto solos mais finos e plásticos tendem a apresentar maior resistência a este fenómeno (Castro, 2015).

Em Portugal, a avaliação do potencial de liquefação segue frequentemente a abordagem semi-empírica proposta por Seed e Idriss na sequência dos sismos de 1964, designada por método simplificado (*Simplified Procedure*) e atualmente integrada nas recomendações do Eurocódigo 8. Esta metodologia assenta na comparação entre duas grandezas fundamentais: a razão de tensões cíclicas (CSR), que representa a solicitação sísmica imposta ao solo, e a razão de resistência cíclica (CRR), que traduz a capacidade do material resistir à liquefação. Para a sua aplicação recorre-se habitualmente a resultados de ensaios *in situ* ou laboratoriais, tais como SPT, CPT, DMT ou ensaios geofísicos (Marcos, 2016; Youd & Idriss, 2001).

Em termos gerais, a ocorrência de liquefação é mais provável em zonas com elevada atividade sísmica e em depósitos recentes constituídos por solos arenosos ou siltosos, frequentemente associados a ambientes aluvionares (Castro, 2015).

2.2.3.4 Estratégias de mitigação e melhoria do desempenho

A mitigação da liquefação assenta, em primeiro lugar, na redução da suscetibilidade do solo à geração excessiva de pressão neutra e à consequente perda de resistência ao corte. As técnicas de densificação de areias figuram entre as soluções tradicionalmente adotadas, visando diminuir o índice de vazios e aumentar a rigidez do maciço, o que reduz a probabilidade de desenvolvimento de deformações significativas sob carregamento cíclico (Matos Fernandes, 2015). Contudo, estes métodos podem ser economicamente exigentes ou pouco adequados em zonas urbanas consolidadas ou em áreas com limitações geométricas (Marcos, 2016).

Em alternativa ou como complemento, têm sido estudadas soluções baseadas na modificação das propriedades mecânicas do solo por estabilização mecânica ou química. Neste quadro, a incorporação de materiais com elevada capacidade de deformação e dissipação de energia apresenta-se como uma solução promissora para melhorar o desempenho dinâmico do solo (Castro, 2015; Nakhaei et al., 2012; Sanches, 2012). Diversas investigações apontam para o potencial das misturas solo-borracha como estratégia de melhoria do comportamento sob ações cíclicas. A introdução de partículas de borracha tende a aumentar o amortecimento do material e a alterar o seu mecanismo de deformação, o que contribui para uma menor acumulação de pressões intersticiais em condições sísmicas. Este efeito traduz-se numa resposta mais estável quando comparada com solos granulares naturais sujeitos ao mesmo nível de solicitação (Rios et al., 2021). A investigação de misturas solo-borracha insere-se assim numa perspetiva mais ampla de desenvolvimento de soluções geotécnicas que combinem a redução da suscetibilidade à liquefação com a valorização de resíduos, em prol de abordagens mais resilientes em engenharia civil.

2.3 OUTROS ESTUDOS SOBRE APLICAÇÃO DE RESÍDUOS DE BORRACHA EM SOLOS

Uma vez que a presente dissertação incide sobre o comportamento dinâmico de misturas solo–borracha, é fundamental analisar os trabalhos anteriormente desenvolvidos nesta área, relacionados com a utilização de resíduos de pneus em meios granulares. A revisão desses estudos permite estabelecer uma base bibliográfica de referência para a análise e discussão dos resultados obtidos nesta investigação.

Embora os estudos analisados recorram a metodologias experimentais distintas das que serão adotadas nesta dissertação, os parâmetros mecânicos avaliados são, em essência, equivalentes nomeadamente a rigidez ao corte, a evolução da deformação e as propriedades de amortecimento sob carregamento cíclico. Apesar das diferenças ao nível do tipo de ensaio, os resultados poderão ser comparados diretamente, o que permite uma análise crítica face aos dados reportados na literatura.

Refira-se ainda que um dos estudos considerados utiliza a mesma areia de origem alemã que será empregue nesta investigação. Este facto reduz a influência de variáveis associadas à natureza do material granular e reforça a pertinência da comparação, o que permite uma avaliação mais rigorosa do efeito da incorporação de borracha no comportamento mecânico da mistura.

Entre os estudos que deram um contributo significativo significativamente para o desenvolvimento desta temática destacam-se os trabalhos de Feng, (2000), Anastasiadis et al., (2012), Nakhaei et al., (2012), que analisaram a influência da incorporação de borracha nas propriedades dinâmicas de misturas solo–borracha.

2.3.1 ESTUDO DE RIOS (2021) SOBRE O COMPORTAMENTO CÍCLICO E DINÂMICO DE MISTURAS AREIA–BORRACHA

O estudo de Rios et al., (2021) avaliou a possibilidade de melhorar as propriedades mecânicas de solos sujeitos a carregamento cíclico através da incorporação de borracha moída de granulometria fina, obtida a partir de pneus em fim de vida. Prepararam-se misturas de uma areia uniforme e de uma argila de baixa plasticidade com diferentes percentagens de borracha em massa seca. O programa experimental incluiu ensaios triaxiais cíclicos, para caracterizar a evolução do módulo de corte e do rácio de amortecimento com a deformação, e ensaios com bender elements, para estimar o módulo de corte inicial G_{max} . A presente dissertação centra-se apenas nas misturas areia-borracha, pelo que a síntese das conclusões dá maior destaque aos resultados do solo arenoso.

As principais conclusões do estudo confirmam que o teor de borracha determina o comportamento cíclico e dinâmico das misturas areia-borracha. Teores mais elevados conferem uma resposta mais elástica e menor acumulação de deformação em cada ciclo, o que permite suportar um maior número de estágios de carregamento antes da rotura, efeito que resulta da mobilização da deformação elástica dos grãos de borracha em compressão. A inclusão de borracha reduz também o excesso de pressão da água nos poros desenvolvido, embora apenas para baixas tensões de confinamento, o que afasta a trajetória de tensões da envolvente de rotura.

A resistência ao corte da areia pode aumentar com a adição de borracha, ainda que de forma não linear: o ganho é superior para o teor mais baixo e diminui para o teor mais elevado. Em muito pequenas deformações, a borracha provoca uma redução acentuada dos módulos de rigidez iniciais G_{max} e E_{max} . Com o aumento da deformação, a rigidez ao corte degrada-se de modo progressivo em todas as misturas, mas essa degradação é menor nos provetes com mais borracha, em consequência da natureza elástica do material.

O rácio de amortecimento diminui com o aumento do teor de borracha e aproxima-se de um valor mínimo para deformações de corte elevadas. Esta tendência caracteriza os ensaios triaxiais cíclicos, nos quais se analisam deformações superiores às acessíveis na coluna ressonante, e contraria o comportamento registado a muito pequenas deformações neste último ensaio. A borracha aumenta ainda a capacidade de absorção de energia da mistura, o que traduz maior ductilidade e maior dissipação. Em termos gerais, a utilização de partículas finas de borracha reduz a rigidez tanto em grandes como em pequenas deformações, o que favorece a mitigação de vibrações e a redução das acelerações transmitidas às estruturas; contudo, a diminuição do amortecimento para deformações mais elevadas limita a eficácia desta fração mais fina como material de amortecimento quando se preveem amplitudes de carregamento elevadas.

2.3.2 ESTUDO DE KOWALSKA E VRETTOS (2024) SOBRE O COMPORTAMENTO DINÂMICO DE MISTURAS E CAMADAS AREIA-BORRACHA

Outro estudo relevante é o desenvolvido por Kowalska & Vrettos, (2024), no qual foi analisada a influência do teor de borracha e da sua organização interna no comportamento mecânico do material. Além das misturas homogéneas, os autores consideraram sistemas estratificados constituídos por camadas alternadas de areia e borracha, com o objetivo de avaliar o efeito da distribuição geométrica do constituinte mais deformável.

O programa experimental baseou-se em ensaios de coluna ressonante, através dos quais foram determinados o módulo de corte máximo, a sua degradação com a deformação e a evolução do amortecimento, para diferentes níveis de tensão de confinamento. Foram ainda analisados os efeitos do pré-carregamento e da pré-deformação.

Os resultados mostram que o comportamento dinâmico dos sistemas areia-borracha é fortemente condicionado não apenas pelo teor de borracha incorporado, mas também pela sua distribuição no interior do material. A comparação entre misturas homogéneas e configurações estratificadas demonstra que a organização estrutural influencia de forma decisiva a rigidez e o amortecimento.

No domínio das pequenas deformações, o módulo de corte máximo aumenta com a tensão efetiva de confinamento segundo uma lei de potência, comportamento típico em dinâmica dos solos. Contudo, o aumento do teor de borracha conduz a uma redução significativa da rigidez, mais pronunciada nos sistemas estratificados do que nas misturas homogéneas com igual percentagem volumétrica. Verificou-se ainda que a concentração da borracha numa única camada espessa penaliza mais a rigidez do que a sua distribuição por várias camadas mais finas, ao passo que a posição relativa das camadas ao longo do provete apresenta influência limitada.

Quanto à degradação da rigidez com a deformação, os sistemas estratificados revelam comportamento intermédio entre a borracha pura e as misturas homogéneas, com resposta mais próxima da borracha, sobretudo no que respeita à deformação necessária para atingir níveis específicos de redução de rigidez.

No que respeita ao amortecimento, registou-se um aumento progressivo com a deformação e com o teor de borracha. Nos sistemas estratificados, os valores aproximam-se dos registados para a borracha pura e mostram menor sensibilidade ao confinamento quando comparados com as misturas homogéneas. O histórico de carregamento revelou ainda efeitos distintos: a areia apresentou uma redução de rigidez após pré-carregamento, ao passo que a borracha evidenciou tendência inversa, atribuída à sua elevada deformabilidade e potencial de fluência.

Em termos globais, o estudo demonstra que a utilização de camadas contínuas de borracha pode potenciar a dissipação de energia, embora à custa de uma redução significativa da rigidez global, pelo que a solução deve ser selecionada em função das exigências estruturais e do nível de carregamento dinâmico esperado (Kowalska & Vrettos, 2024).

3

**MATERIAIS E PROGRAMA
EXPERIMENTAL****3.1 MATERIAIS UTILIZADOS****3.1.1 AREIA**

O material granular utilizado no presente estudo corresponde a uma areia uniforme de natureza siliciosa, designada por areia de Hostun, amplamente utilizada em investigações laboratoriais no domínio da mecânica dos solos pela sua elevada homogeneidade e reprodutibilidade experimental. Este material é proveniente de Bobenheim-Roxheim, na região de Rheinland-Pfalz, Alemanha sendo a mesma areia utilizada no estudo de Kowalska & Vrettos, (2024), referido anteriormente. A areia é constituída predominantemente por quartzo, com pequenas frações de feldspatos e mica, o que lhe confere um comportamento essencialmente friccional, característico de solos granulares não coesivos. As partículas apresentam morfologia sub-angular, favorável à interligação entre grãos e com influência direta nas propriedades mecânicas, nomeadamente na resistência ao corte e na deformabilidade (Kowalska & Vrettos, 2024).



Figura 27 - Aspeto geral da areia de Hostun utilizada nos ensaios experimentais.



Figura 28 - Aspeto visual da amostra 100% areia, com escala em centímetros.

A caracterização granulométrica foi realizada pela determinação da distribuição do tamanho de partículas, e a respetiva curva granulométrica é apresentada na Figura 29. A curva revela uma distribuição relativamente uniforme, com valores reduzidos do coeficiente de uniformidade ($C_u \approx 1,7$) e um coeficiente de curvatura próximo da unidade ($C_c \approx 1,0$). Assim a classificação deste material corresponde a uma areia mal graduada (SP).

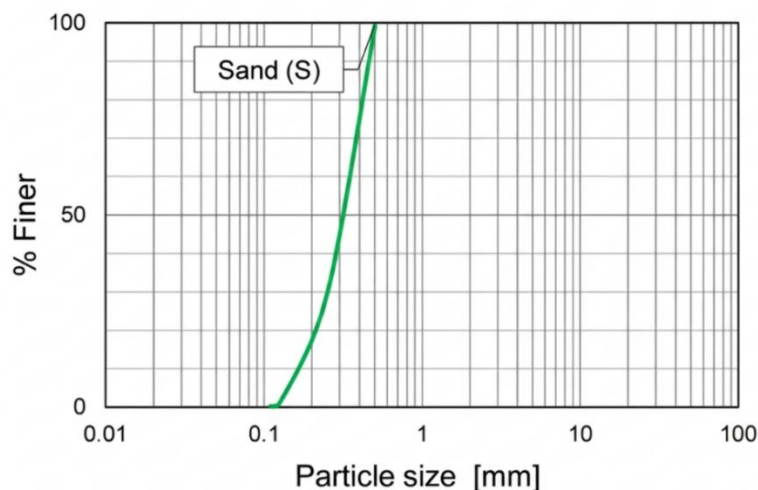


Figura 29 - Curva de distribuição granulométrica da areia (S) (Kowalska & Vrettos, 2024).

Os parâmetros físicos fundamentais foram determinados experimentalmente, nomeadamente a densidade das partículas sólidas ($G_s \approx 2,65$), o diâmetro médio das partículas ($D_{50} \approx 0,32$ mm), bem como os valores extremos da massa volúmica seca ($\rho_{d,min}$ e $\rho_{d,max}$) e os correspondentes índices de vazios (e_{min} e e_{max}). A determinação destes parâmetros foi realizada de acordo com procedimentos normalizados, nomeadamente a norma DIN 18126:1996-11, o que permitiu caracterizar o estado de compacidade do material e estabelecer condições de referência para a preparação dos provetes. Adicionalmente, foi determinado o teor em água ótimo e a densidade seca máxima através do ensaio Proctor padrão, parâmetros essenciais para a definição das condições de compactação dos materiais ensaiados. As propriedades físicas da areia encontram-se sintetizadas na Tabela 2 (Kowalska & Vrettos, 2024).

Tabela 2 - Propriedades físicas da areia de Hostun (Kowalska & Vrettos, 2024).

Propriedade	Valor
Densidade das partículas sólidas, G_s	2,65
Diâmetro médio, d_{50} [mm]	0,32
Coeficiente de uniformidade, C_u	1,7
Coeficiente de curvatura, C_c	1,0
Massa volúmica seca máxima, $\rho_{d,max}$ [g/cm ³]	1,591
Massa volúmica seca mínima, $\rho_{d,min}$ [g/cm ³]	1,388
Índice de vazios mínimo, e_{min}	0,665
Índice de vazios máximo, e_{max}	0,909
Teor de água ótimo, w_{opt} [%]	15,9

3.1.2 BORRACHA

A borracha utilizada neste estudo consiste num material granular obtido a partir da trituração de pneus em fim de vida, proveniente de um processo industrial de reciclagem. O material foi produzido por uma unidade industrial localizada em Śrem, na Polónia, especializada na valorização de resíduos de pneus. As partículas de borracha apresentam uma morfologia irregular, que variam entre formas sub-angulares e aproximadamente cúbicas, com superfícies rugosas e textura heterogénea. A observação do material evidencia a presença residual de fibras têxteis, mas não foi detetada a presença significativa de elementos metálicos, o que garante a sua adequação para utilização em ensaios laboratoriais.



Figura 30 - Aspeto geral da borracha granulada utilizada nos ensaios experimentais.



Figura 31 - Aspeto visual da amostra 100% borracha, com escala em centímetros.

A distribuição granulométrica da borracha, representada na Figura 32, revela uma dimensão média das partículas significativamente superior à da areia, aproximadamente cinco vezes maior. Esta diferença granulométrica tem implicações relevantes no comportamento mecânico das misturas solo-borracha, o que influencia a estrutura interna e os mecanismos de interação entre partículas.

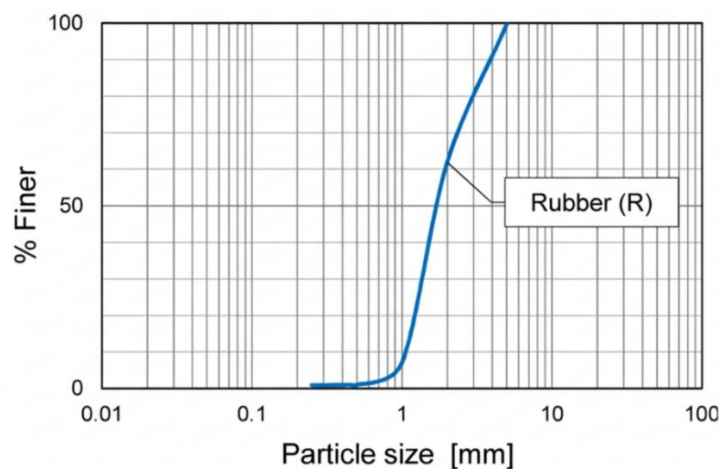


Figura 32 - Curva de distribuição granulométrica da borracha (R) (Kowalska & Vrettos, 2024).

Quanto às propriedades físicas, a borracha apresenta uma massa volúmica relativa consideravelmente inferior à dos materiais minerais ($G_s \approx 1,16$), reflexo da sua natureza leve e elevada compressibilidade. Foram igualmente determinados o diâmetro médio ($D_{50} \approx 1,68$ mm) e os coeficientes granulométricos ($C_u \approx 1,9$ e $C_c \approx 0,9$), indicativos de uma distribuição relativamente uniforme. A determinação das massas volumétricas extremas revelou-se condicionada pelas características deformáveis do material. Em particular, o ensaio convencional não se mostrou adequado para a determinação da massa volumétrica seca máxima, pelo que este valor foi obtido pelo ensaio Proctor padrão. A densidade seca mínima foi determinada por deposição controlada, com colocação gradual do material num recipiente graduado.

Os índices de vazios mínimo e máximo foram calculados com base nas densidades obtidas, o que permite avaliar a gama de variação da estrutura do material. As propriedades físicas da borracha estão resumidas na Tabela 3 (Kowalska & Vrettos, 2024).

Tabela 3 - Propriedades físicas da borracha granulada (Kowalska & Vrettos, 2024).

Propriedade	Valor
Massa volúmica relativa, G_s	1,16
Diâmetro médio, d_{50} [mm]	1,68
Coeficiente de uniformidade, C_u	1,9
Coeficiente de curvatura, C_c	0,9
Densidade seca máxima, $\rho_{d,max}$ [g/cm ³]	0,612
Densidade seca mínima, $\rho_{d,min}$ [g/cm ³]	0,421
Índice de vazios mínimo, e_{min}	0,894
Índice de vazios máximo, e_{max}	1,753
Teor de água ótimo, w_{opt} [%]	20,2

3.1.3 MISTURA SOLO-BORRACHA

As amostras consideradas neste estudo foram preparadas com diferentes proporções de areia e borracha, de modo a avaliar a influência da incorporação de borracha no comportamento do material. As composições adotadas incluem: 100% areia (S100), 67% areia e 33% borracha (S67R33), 50% areia e 50% borracha (S50R50) e 100% borracha (R100). A seleção destas proporções assentou em estudos anteriores (Kowalska & Vrettos, 2024), o que permitiu uma comparação consistente e direta com esses trabalhos. As percentagens indicadas correspondem à fração volumétrica de cada constituinte relativamente ao volume total da amostra, ou seja, numa mistura S67R33, 67% do volume total corresponde à areia e os restantes 33% à borracha.

Para a caracterização das misturas, foi necessário determinar o peso volúmico das partículas sólidas e a massa volúmica relativa dos sólidos. Os valores de massa volúmica relativa utilizados para os materiais constituintes foram obtidos com base no artigo, sendo $G_s=2,65$ para a areia e $G_s=1,16$ para a borracha (Kowalska & Vrettos, 2024).

O peso volumico das partículas sólidas da mistura foi determinado através de uma média ponderada, de acordo com a expressão:

$$\gamma_{s,mistura} = \gamma_{s,areia} \times \%_{areia} + \gamma_{s,borracha} \times \%_{borracha} \quad (3.1)$$

A densidade das partículas sólidas da mistura foi posteriormente obtida através da seguinte relação:

$$G_{s,mistura} = \frac{\gamma_{s,mistura}}{\gamma_w} \quad (3.2)$$

sendo γ_w o peso volumico da água, considerado igual a 9,81 kN/m³.

Os valores obtidos para cada composição encontram-se apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores do peso volumico das partículas sólidas e da massa volumica relativa dos sólidos para as diferentes amostras preparadas.

Ensaio	γ_s (kN/m ³)	Peso volumico das partículas solidas	G_s
100% Areia	25,99		2,65
67% A + 33% B	21,17		2,16
50% A+50%B	18,69		1,91
100% Borracha	11,38		1,16

Para a preparação das amostras areia-borracha, foi considerada uma massa total de referência de 400 g. As composições adotadas foram definidas com base nas percentagens em volume de borracha (χ) obtidas a partir do artigo, correspondendo aos valores de 15,4%, e 26,6% para as misturas S67R33 e S50R50, respetivamente como se resume na tabela 5 (Kowalska & Vrettos, 2024).

Tabela 5 - Composição e principais propriedades físicas das amostras (Kowalska & Vrettos, 2024).

No	Specimen	ξ [%]	χ [%]	ρ_0 [g/cm ³]	G_s [–]	e_0 [–]
1	S100	0,0	0,0	1,62	2,650	0,712
2	S67R33	33,3	15,4	1,28	2,213	0,817
7	S50R50	50,0	26,6	1,11	1,974	0,874
12	R100	100,0	100,0	0,56	1,159	1,065

A partir destes valores, foi determinada a percentagem em volume de areia, foi considerado a soma das frações volumétricas é igual a 100%, isto é:

$$\chi_{areia} = 100 - \chi_{borracha} \quad (3.3)$$

Deste modo, as frações de areia correspondem a 84,6% e 73,4% para as respectivas misturas. A massa de cada constituinte foi determinada por proporcionalidade direta entre a fração volumétrica e a massa total de referência, pela seguinte expressão:

$$W = \frac{\chi}{100} \times 400 \quad (3.4)$$

em que χ representa a percentagem em volume do constituinte.

Este procedimento foi aplicado em todas as amostras, sendo os resultados apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Frações volumétricas e massas de areia e borracha consideradas na preparação das amostras.

Ensaio	χ Volume Areia (%)	χ Volume Borracha (%)	W amostra areia	W amostra Borracha
67% A + 33% B	84,6	15,4	338,4	61,6
50% A+50%B	73,4	26,6	293,6	106,4

Os materiais foram pesados individualmente numa balança de precisão, de acordo com as massas previamente calculadas. De seguida, procedeu-se à mistura manual dos constituintes até obter uma distribuição homogênea da borracha na matriz arenosa. A preparação das amostras foi realizada a seco e o procedimento foi aplicado a todas as composições consideradas (figura 33 e 34).



Figura 33 - Aspeto geral das amostras com diferentes composições (S50R50 e S67R33), preparadas com base em percentagens volumétricas.

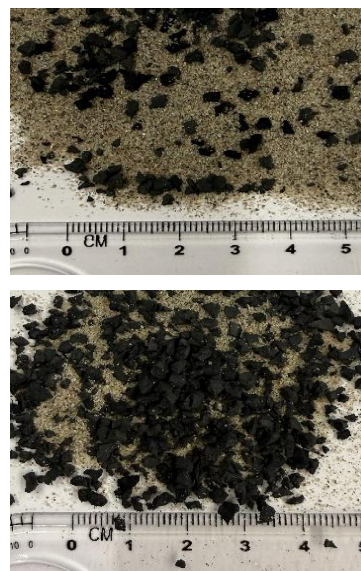


Figura 34 - Aspeto visual das amostras (S67R33 e S50R50 respetivamente), com escala em centímetros.

3.2 MÉTODOS DE LABORATÓRIO

3.2.1 CARATERIZAÇÃO DINÂMICA

3.2.1.1 Equipamento utilizados

A caracterização dinâmica dos materiais foi realizada pela técnica de propagação de ondas sísmicas com *bender elements*, que permitem determinar a velocidade de propagação de ondas de corte do solo e, consequentemente, avaliar as propriedades dinâmicas do material. O sistema experimental é constituído por um conjunto de equipamentos interligados, responsáveis pela geração, transmissão, receção e aquisição dos sinais. Os *bender elements* são o elemento central do sistema de medição, responsáveis pela emissão e receção das ondas sísmicas. Estes dispositivos piezoelétricos são instalados nas extremidades do provete, o que permite a propagação de ondas através do material. Quando excitados por um sinal elétrico, o elemento transmissor gera uma deformação mecânica que se propaga na amostra sob a forma de onda de corte. O elemento recetor, por sua vez, converte a resposta mecânica novamente em sinal elétrico. Os *bender elements* utilizados foram fabricados no Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e apresentam aproximadamente 1 mm de espessura, 4 mm de largura e 5,6 mm de comprimento exterior (Figura 35).



Figura 35 - Bender elements instalados na base da câmara de ensaio.

O sinal elétrico necessário para excitar o *bender element* transmissor é produzido por um gerador de funções Thurlby Thandar Instruments, TTI TG 1010® (Figura 36). Este equipamento permite gerar diferentes tipos de sinais, nomeadamente sinusoidais ou impulsivos, com controlo da frequência e da amplitude, num intervalo entre 0,1 Hz e 10 MHz. O gerador possibilita ainda a definição de múltiplas configurações de sinal, incluindo formas de onda sinusoidal, quadrada, em rampa ou arbitrária, e pode operar em regime contínuo ou em modo disparado. Estas configurações podem ser definidas e armazenadas previamente, o que facilita a alternância entre diferentes condições de ensaio. A escolha do tipo de sinal e dos parâmetros associados é determinante para garantir uma adequada propagação da onda e uma correta identificação do tempo de chegada.

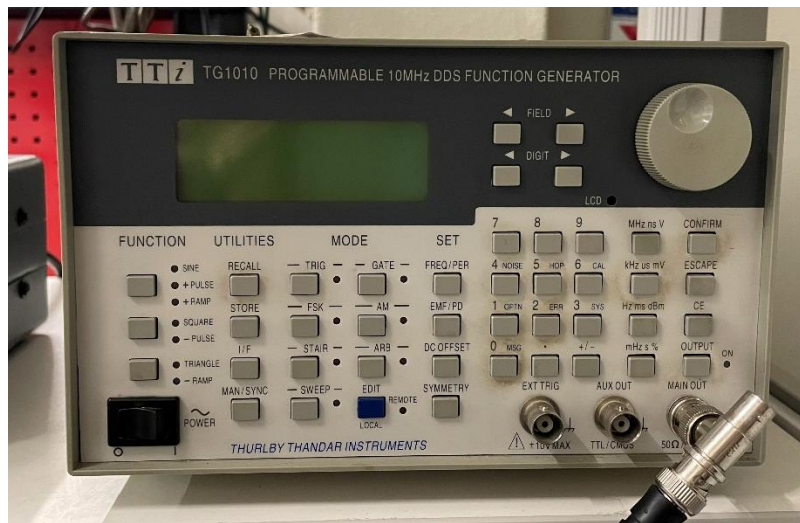


Figura 36 - Gerador de funções utilizado nos ensaios.

O sistema inclui um módulo de amplificação, associado ao sinal recebido. O amplificador recetor melhora a qualidade do sinal registado, ao aumentar a sua amplitude e reduz a influência de ruído (Figura 37).



Figura 37 - Amplificador emissor e recetor de sinal.

O sinal recebido é registado através de um osciloscópio digital Tektronix TDS200®, que permite visualizar e analisar a forma de onda no domínio do tempo como mostra a Figura 38. Este equipamento possibilita a identificação do instante de chegada da onda, parâmetro determinante para o cálculo da velocidade de propagação.

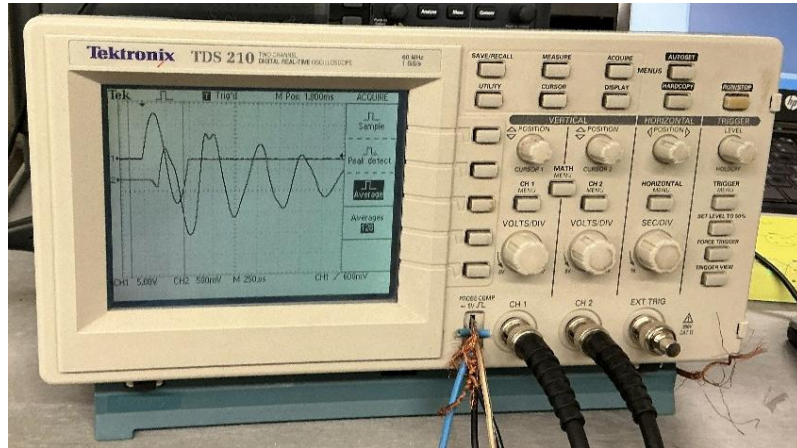


Figura 38 - Osciloscópio utilizado na aquisição dos sinais.

Os sinais adquiridos são transferidos para um computador, onde são analisados com o software WaveStar® (Figura 39). Este processamento permite determinar com maior precisão o tempo de propagação das ondas e extrair os parâmetros dinâmicos relevantes. As medições de ondas sísmicas podem ser realizadas no domínio do tempo ou no domínio da frequência, conforme se descreve no capítulo seguinte. Neste trabalho, a análise foi efetuada no domínio do tempo, pela interpretação direta dos registos temporais dos sinais transmitidos e recebidos considerando o método da 1ª chegada da onda, o que permite identificar os instantes característicos associados à propagação das ondas.

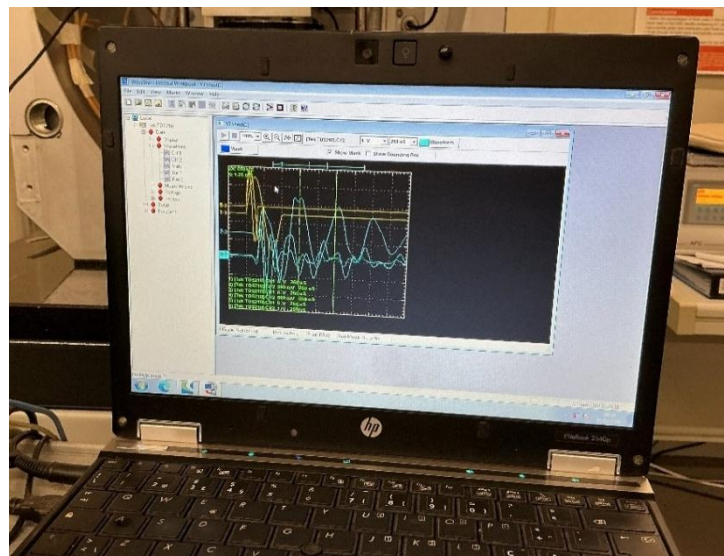


Figura 39 - Sistema informático utilizado para aquisição e tratamento dos dados.

O sistema funciona numa sequência de etapas interligadas como se esquematiza na Figura 40. O gerador de funções emite um sinal elétrico que é amplificado e transmitido ao *bender element* emissor, o qual o converte em onda mecânica que se propaga através do provete. O sinal é captado pelo *bender element* recetor, amplificado e registado no osciloscópio. Por fim, os dados são transferidos para um computador para análise.

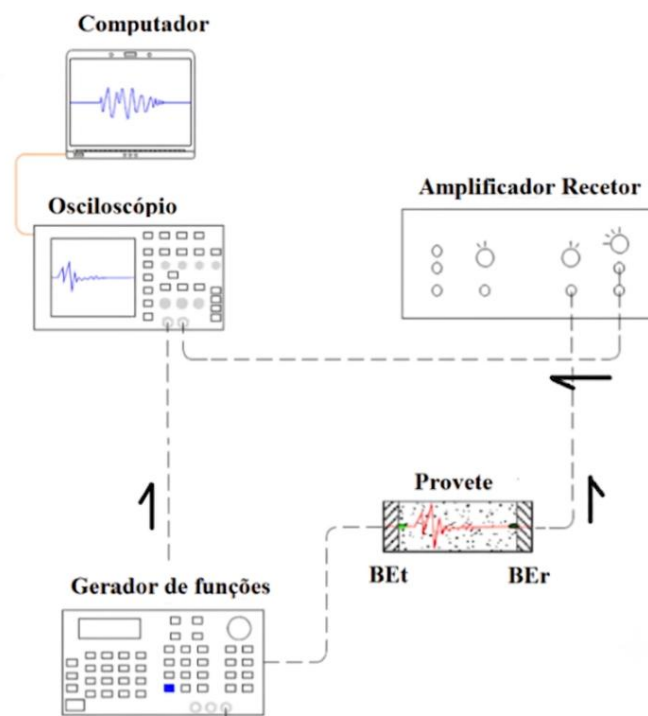


Figura 40 - Esquema de funcionamento do sistema de medição (Marcos, 2016).

3.2.1.2 Procedimento experimental

A determinação do tempo de propagação das ondas foi realizada no domínio do tempo pelo método do primeiro instante de chegada da onda (first arrival), correntemente utilizado na interpretação de ensaios com *bender elements* (Arulnathan et al., 1998; Jovicic et al., 1996; Viana Da Fonseca et al., 2009).

Este método consiste na análise direta do intervalo temporal entre o sinal de entrada e o sinal de saída, com base na propagação de frentes de onda planas e na ausência de efeitos significativos de reflexão. A identificação do instante de chegada da onda assenta na primeira inflexão relevante do sinal de resposta. Contudo, esta identificação pode apresentar alguma subjetividade, uma vez que diferentes pontos do sinal podem ser interpretados como possíveis instantes de chegada.

A análise do sinal de saída inicia-se pela observação da forma de onda completa, para identificar o ciclo principal da resposta. Tipicamente, o sinal apresenta um primeiro ciclo sinusoidal dominante, seguido de oscilações de menor amplitude, sendo a determinação do tempo de propagação centrada neste ciclo principal.

Com forme se esquematiza na Figura 41 foram considerados diferentes pontos característicos no sinal de saída: (1) a primeira deflexão inicial, (2) o primeiro mínimo do ciclo principal e (3) o cruzamento com o eixo zero associado ao mesmo ciclo.

O critério adotado para a determinação do instante de chegada foi definido em função do tipo de onda analisada. No caso das ondas P, por corresponderem à primeira perturbação a atingir o recetor, o tempo de chegada foi identificado com base na primeira deflexão do sinal, correspondente ao ponto (1). Para as ondas S, cuja deflexão inicial pode ser menos evidente devido à influência da resposta precedente e à dispersão do sinal, o tempo de chegada foi determinado pelo primeiro mínimo do ciclo principal, correspondente ao ponto (2), critério que garante maior consistência na interpretação dos resultados (Ferreira, 2009).

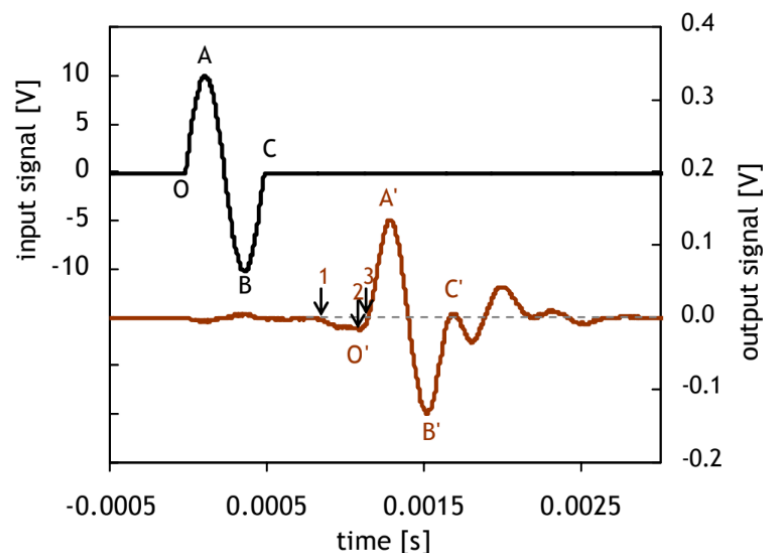


Figura 41 - Exemplo de métodos de interpretação no domínio do tempo: primeira chegada direta (Ferreira, 2009).

Estes critérios foram aplicados de forma sistemática a todos os ensaios, tanto para ondas de corte (ondas S) como para ondas de compressão (ondas P) (Figura 42 e 43). No caso das ondas S, utilizaram-se sinais com frequências de 4 kHz, 6 kHz, 10 kHz e 12 kHz. Para as ondas P, foram utilizadas frequências de 20 kHz, 30 kHz e 40 kHz. Atendendo à subjetividade inerente à interpretação visual deste método, foram utilizadas diferentes frequências, de forma a reduzir a incerteza associada à identificação do instante de chegada e aumentar a fiabilidade dos resultados (Viana Da Fonseca et al., 2009).

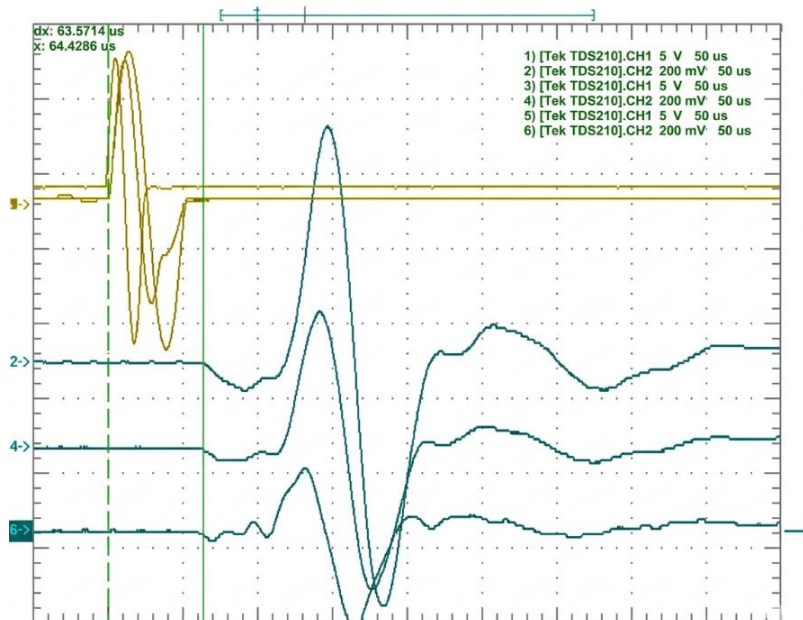


Figura 42 - Exemplo da determinação do tempo de propagação de uma onda P, t_p (neste caso $t_p=63,6 \mu s$).

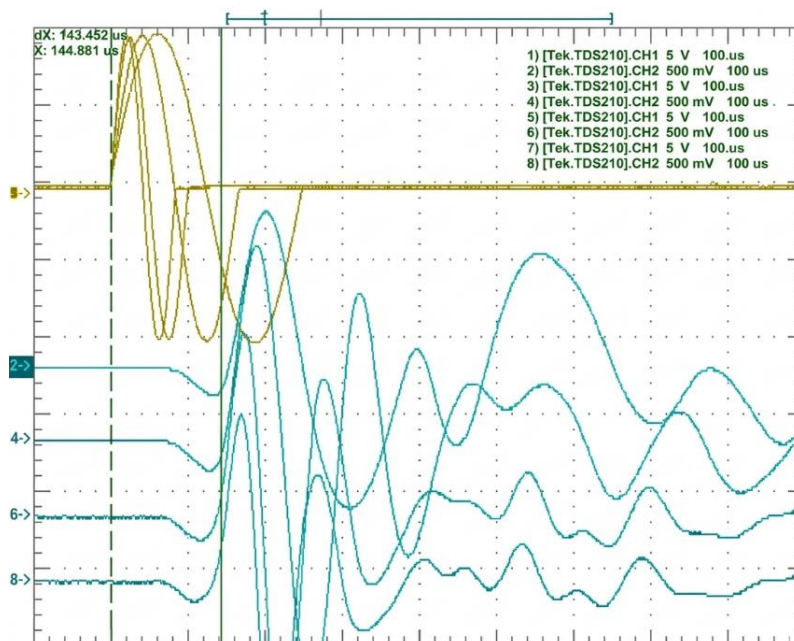


Figura 43 - Exemplo da determinação do tempo de propagação de uma onda S, t_s (neste caso $t_s=143,45 \mu s$).

Após a determinação do tempo de propagação das ondas, calcularam-se as respectivas velocidades de propagação, tanto para as ondas de corte (ondas S) como para as ondas de compressão (ondas P), pela razão entre a distância percorrida pela onda e o tempo de propagação previamente determinado.

$$V_s = \frac{L}{t_s} \quad (3.5)$$

$$V_p = \frac{L}{t_p} \quad (3.6)$$

Onde a distância de propagação, L, corresponde à distância entre as extremidades dos *bender elements*, ou seja, à distância efetiva entre o transmissor e o recetor, equivalente à altura do provete corrigida em função do comprimento exterior dos transdutores utilizados.

A partir das velocidades das ondas P e S, foi calculado o coeficiente de Poisson, de acordo com a seguinte expressão:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (3.7)$$

onde V_p corresponde à velocidade da onda P e V_s à velocidade da onda S. O módulo de distorção inicial G_{max} e o módulo confinado M_{max} obtêm-se por:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (3.8)$$

$$M_{max} = \rho V_p^2 \quad (3.9)$$

em que G_{max} representa o módulo de distorção inicial, M_{max} o módulo confinado máximo e ρ a massa volúmica do material. Estas expressões foram aplicadas a todos os registos obtidos nas medições sísmicas, para todas as frequências utilizadas nas ondas P e S e para todos os ensaios realizados.

3.3 ENSAIO DE CORTE SIMPLES

3.3.1 EQUIPAMENTO DE CORTE SIMPLES

O ensaio de corte simples cíclico (CSS) foi realizado num sistema laboratorial constituído por diferentes componentes interligados, para o controlo das condições de carregamento, a medição das respostas do provete e a aquisição de dados em tempo real. O equipamento integra, como elementos principais, a câmara de corte simples, um controlador de pressão de ar (APC), e uma unidade informática com software dedicado para controlo e registo dos ensaios.

A câmara de corte simples é o elemento central do sistema, responsável pela aplicação de esforços verticais e horizontais sobre o provete (Figura 44). Este está confinado por uma membrana de borracha e por um conjunto de anéis rígidos empilhados, que limitam as deformações laterais e permitem o desenvolvimento de distorções por corte (Figura 45). Esta configuração assegura condições adequadas para a simulação de solicitações cíclicas em estado de deformação controlada.

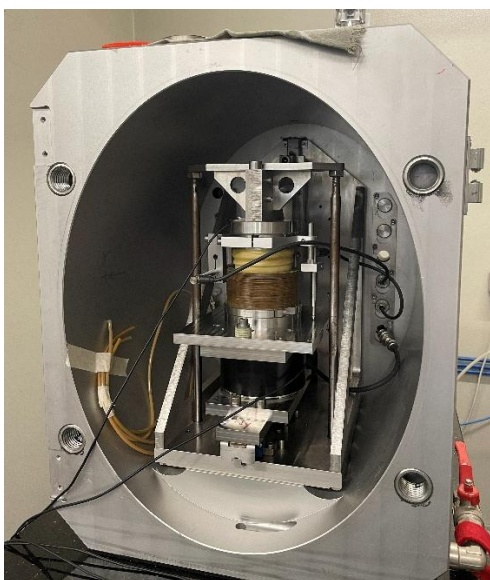


Figura 44 - Câmara de corte simples.

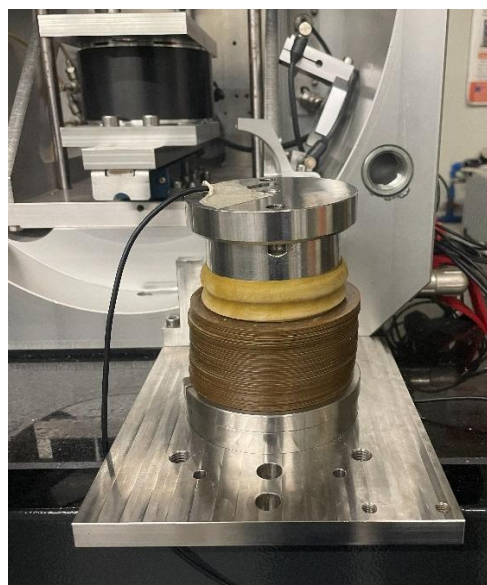


Figura 45 - Provete confinado por membrana de borracha e anéis empilhados.

O controlo das tensões aplicadas é assegurado por uma célula de carga multi-eixo, com capacidade para medir forças verticais e horizontais. Este sistema possibilita a execução de ensaios tanto em regime estático como dinâmico, com imposição de trajetórias de carregamento cíclico com diferentes amplitudes e frequências.

O controlador de pressão de ar (APC) é determinante na regulação das condições de ensaio, com responsabilidade pela aplicação e controlo das pressões de confinamento e de contrapressão. Este equipamento dispõe de canais de pressão automatizados, que permitem ajustar e monitorizar os níveis de pressão com elevada precisão. O controlo pode ser efetuado diretamente no painel do equipamento ou pelo software de aquisição de dados (Figura 46 e 47).



Figura 46 - Controlador de Pressão de Ar (APC).

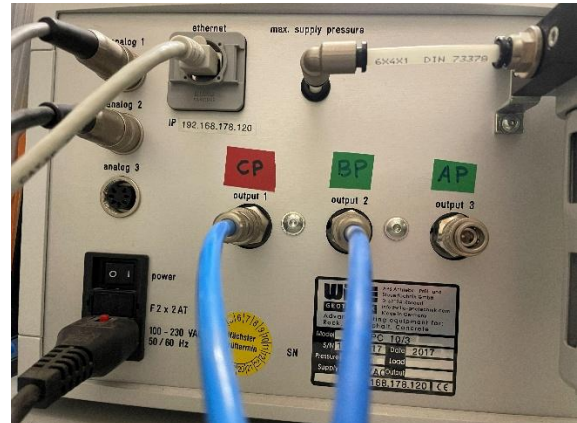


Figura 47 - Vista posterior do controlador de pressão de ar (APC).

O sistema é complementado por um computador com software especializado (GEOSys fornecido pelo fabricante, a Wille), que permite a definição das condições de ensaio, o controlo automático dos equipamentos e o registo contínuo dos dados experimentais, incluindo forças, deslocamentos, pressões e variações volumétricas.

Os dados adquiridos podem posteriormente ser exportados para formatos compatíveis com ferramentas de tratamento de dados, como o Microsoft Excel, o que possibilita a sua organização, tratamento e análise detalhada, cuja metodologia será apresentada em detalhe posteriormente. No seu conjunto, o equipamento descrito permite a realização de ensaios de corte simples cíclico com controlo rigoroso das variáveis envolvidas, o que possibilita a caracterização do comportamento mecânico dos materiais sob solicitações repetidas, em condições representativas de situações reais de carregamento.

3.3.2 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Numa fase inicial, determinou-se a massa das amostras a ensaiar, para diferentes composições e estados de compacidade. Em particular, foram analisadas amostras constituídas por 100% areia com diferentes índices de compacidade (I_D), amostras de mistura areia–borracha para diferentes proporções dos constituintes e, posteriormente, amostras constituídas exclusivamente por borracha.

Para as amostras de 100% de areia, a massa foi determinada com base no índice de compacidade definido para cada provete. Foram considerados dois estados de compacidade: um estado mais denso e um estado mais solto, correspondentes a valores de índice de compacidade de 80% e 40%, respetivamente, retirados de Kowalska e Vrettos (2024).

Numa primeira fase, determinou-se o índice de vazios correspondente a cada estado, com base nos valores de índice de vazios máximo e mínimo da areia, obtidos do mesmo artigo de referência e utilizados para caracterizar o estado de compacidade das amostras Kowalska & Vrettos, (2024), de acordo com a seguinte expressão:

$$e = e_{max} - ID \times (e_{max} - e_{min}) \quad (3.10)$$

Com base no índice de vazios calculado, foi possível determinar o peso volúmico seco do material, que traduz a relação entre o peso dos sólidos e o volume total ocupado pelo provete. Este parâmetro depende diretamente da estrutura interna do material, nomeadamente do grau de compactação. Importa ainda referir que, para a determinação do peso volúmico seco, foi utilizada a densidade relativa das partículas sólidas da areia, parâmetro que influencia diretamente o valor obtido. Tal como os índices de vazios máximo e mínimo, este valor foi igualmente obtido a partir do artigo de referência (Kowalska & Vrettos, 2024), já apresentado na tabela 2, com recurso à seguinte expressão:

$$\gamma_d = \frac{G_s \times \gamma_w}{1 + e} \quad (3.11)$$

Por fim, a massa de cada amostra foi obtida a partir do peso volúmico seco e do volume do provete, previamente definido com base nas suas dimensões geométricas. Desta forma, garantiu-se que a massa considerada para cada ensaio era compatível com o estado de compacidade pretendido e com o volume disponível no interior do provete.

$$w = \left(\frac{\gamma_d}{9,81} \right) \times V \quad (3.12)$$

No caso das amostras de mistura areia–borracha e de borracha pura, a massa adotada para a preparação dos provetes foi definida com base no volume disponível no interior do molde e na composição da mistura. Os valores das massas foram estabelecidos de forma compatível com as dimensões do provete e com a obtenção de um índice de vazios próximo dos valores reportados em (Kowalska & Vrettos, 2024) de modo a garantir o correto preenchimento do volume útil. A partir desta massa e do volume do provete, determinou-se o peso volúmico seco da mistura e, consequentemente, o respetivo índice de vazios. Refira-se ainda que, no cálculo do índice de vazios, foi utilizada a densidade das partículas sólidas da mistura areia–borracha, cujo valor foi retirado de Kowalska & Vrettos (2024), com base nas expressões seguintes:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (3.13)$$

$$e = \frac{G_{s,mistura} \times \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (3.14)$$

Após a determinação da massa de cada provete, procedeu-se à sua preparação e montagem no equipamento de ensaio. O provete, de geometria cilíndrica, com aproximadamente 71,3 mm de diâmetro e 40,29 mm de altura, foi preparado sobre o pedestal, sobre um papel de filtro. Numa fase inicial, o conjunto foi montado com uma membrana de látex, fixada com *o-rings*, para assegurar a estanquidade do sistema. De seguida, montou-se o molde e os elementos de confinamento, para garantir a estabilidade da amostra durante a preparação.

Posteriormente, foi aplicado vácuo entre o molde e a membrana para melhorar a o ajuste da membrana ao molde (Figura 48) e o material foi cuidadosamente introduzido no molde, de modo a obter o preenchimento homogêneo do volume e a compacidade pretendida, de acordo com a composição definida para cada provete (Figura 49).



Figura 48 - Base do provete com filtro e colocação do vácuo na amostra.



Figura 49 - Amostra de solo colocada no interior do molde.

Concluído o enchimento, foi medida a altura remanescente no topo do provete, recorrendo à média de três medições, com o objetivo de determinar a altura real da amostra. De seguida, foi colocado um papel de filtro sobre a face superior do provete e fixada a peça de suporte nos orifícios previamente definidos na placa de base. A tampa superior foi então posicionada e baixada até estabelecer contacto com o topo da amostra (Figura 50 e 51).

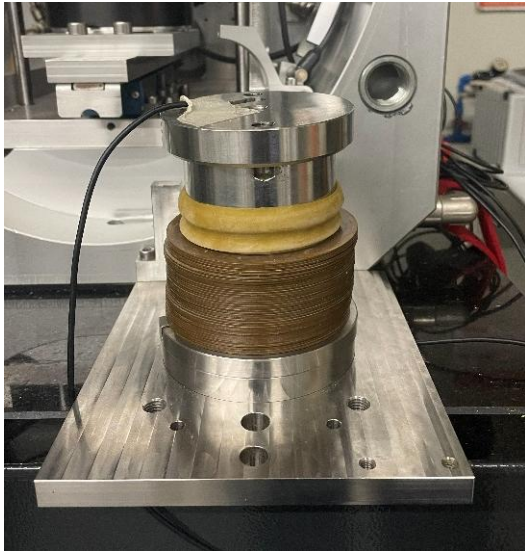


Figura 50 - Provete montado com anéis de cobre e sistema de confinamento instalado.



Figura 51 - Provete montado e elementos de controlo e carregamento posicionados para a realização do ensaio.

Após a estabilização do conjunto, o vácuo foi desligado e o molde cuidadosamente removido. De seguida, foi inserida e aparafusada a peça inferior, para manter os anéis fixos na sua posição e garantir a estabilidade lateral do provete. Após a remoção do molde, todo o conjunto foi colocado no interior da câmara de ensaio e fixado à base da mesma. O provete foi então deslocado para o interior da câmara e fixado horizontalmente pela peça de travão. No software de controlo, ajustou-se a posição do deslocamento horizontal e baixou-se o pistão vertical até este tocar na tampa superior do provete. Os parafusos superiores foram apertados, o que assegurou a ligação da tampa superior ao pistão vertical (Figura 52). Por fim, removeu-se a peça de suporte, com o provete definitivamente montado e pronto para o início do ensaio (Figura 53).



Figura 52 - Remoção do molde

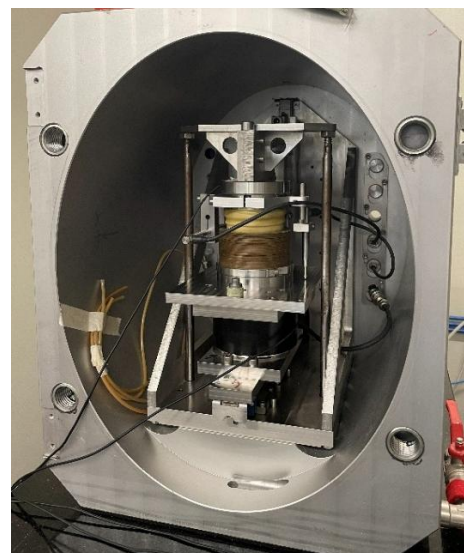


Figura 53 - Conjunto colocado no interior da câmara de ensaio.

3.3.3 PLANO DE ENSAIO

Como referido anteriormente, foram consideradas diferentes composições de material para a realização dos ensaios, incluindo amostras de 100% areia, 100% borracha e misturas areia-borracha em diferentes proporções, nomeadamente 67% areia e 33% borracha, e 50% areia e 50% borracha. Após a montagem do provete na câmara de ensaio, o equipamento foi controlado pelo *software*, no qual foram definidas as diferentes fases do ensaio. O procedimento experimental assentou na aplicação sequencial de duas etapas principais para cada nível de carga: a consolidação da amostra e o corte cíclico controlado. Os parâmetros utilizados em cada umas destas fases estão resumidas na Tabela 6. Numa primeira fase, procedeu-se à consolidação da amostra, com aplicação progressiva da carga ao provete. Durante esta etapa, apenas o valor da carga foi alterado, com os restantes parâmetros definidos no *software* a manterem-se constantes. Esta etapa visa promover a acomodação inicial das partículas do provete e reproduzir o estado de tensões a que o material poderá estar sujeito em condições reais de serviço. Após a consolidação, executou-se a fase de corte cíclico controlado, com aplicação de carregamentos cíclicos de parâmetros previamente definidos, nomeadamente amplitude de deformação, frequência e número de ciclos, mantidos constantes ao longo de toda esta fase de ensaio. Esta fase tem como objetivo avaliar a resposta mecânica do material sob carregamentos cíclicos de pequena amplitude, o que permite analisar a rigidez inicial, a deformabilidade e a estabilidade sob sollicitações repetidas, representativas de ações dinâmicas. Este procedimento foi repetido para diferentes níveis de carga numa sequência crescente de 25, 50, 75, 100, 150 e 200 kPa. Após atingir o valor máximo, realizou-se a fase de descarga, com níveis de tensão de confinamento decrescentes de 100, 50 e 25 kPa. Em cada nível de tensão de confinamento, após as fases de consolidação e corte, foram efetuadas medições das ondas sísmicas P e S pelo software de aquisição apropriado. Estas medições permitiram avaliar a evolução das propriedades dinâmicas do material ao longo do ensaio, tanto na fase de carregamento como na de descarga.

Tabela 6 - Parâmetros definidos para as fases de consolidação e corte cíclico controlado utilizadas nos ensaios.

Parâmetros dos Ensaios					
Consolidação			Corte cíclico controlado		
Propriedades	Valor	Unidades	Propriedades	Valor	Unidades
Pressão de célula (σ_3)	0	kPa	Amplitude de deformação	0,004	mm
Tensão desviadora (σ_d)	Muda de acordo com a fase	kPa	Frequência	0,1	Hz
Taxa de tensão	5	kPa/min	Número de ciclos	20	
Deformação máxima	5	mm	Limite de carga horizontal	5	kN
Taxa de aquisição	5	s	Taxa de aquisição	0,1	s
Tempo de consolidação	0,2	h			

Após a fase de consolidação, o corte e a aquisição das ondas, avaliou-se a degradação da rigidez do material pela aplicação de carregamentos cíclicos controlados. Para esse efeito, foi utilizado o modo de controlo em deformação cíclica disponível no software, variando exclusivamente a amplitude de deformação imposta à amostra.

Foram considerados diferentes níveis de amplitude de deformação, nomeadamente 0,008; 0,08; 0,4; 0,8 e 1 mm, com o objetivo de avaliar a evolução da resposta mecânica do material para níveis crescentes de deformação cíclica, o que permite quantificar a perda progressiva de rigidez associada à reorganização interna da estrutura granular e ao comportamento deformável do material. Durante este procedimento, os restantes parâmetros do ensaio (frequência, número de ciclos, limite de carga horizontal e taxa de aquisição) foram mantidos constantes. Refira-se ainda que, nesta etapa, não foi realizada a medição das ondas sísmicas, uma vez que o foco principal recaiu na avaliação do comportamento mecânico do material e na análise da degradação da sua rigidez (Tabela 7).

Tabela 7 - Parâmetros adotados na fase de corte cíclico controlado, incluindo condições de carregamento e aquisição de dados.

Parâmetros de Ensaio		
Corte cíclico controlado		
Propriedades	Valor	Unidades
Amplitude de deformação	Muda de acordo com a fase	mm
Frequência	0,1	Hz
Número de ciclos	20	
Limite de carga horizontal	5	kN
Taxa de aquisição	0,1	s

Por fim, procedeu-se à fase de corte estático até à rotura da amostra, pelo modo de cose controlado por deslocamento, disponível no software. Nesta etapa, foram definidos os parâmetros de ensaio correspondentes, nomeadamente a velocidade de carregamento, o deslocamento horizontal máximo, a força horizontal limite e a taxa de aquisição, conforme indicado na Tabela 8.

Durante esta fase, foi aplicado um deslocamento horizontal controlado até à rotura da amostra, o que permite caracterizar a resistência última do material e o seu comportamento em regime de grandes deformações, nomeadamente a tensão máxima mobilizada e o modo de rotura associado a cada componente estudada.

Nesta etapa, não foram realizadas medições das ondas sísmicas, uma vez que o foco principal recaiu na avaliação da resistência e do comportamento último do material. Este procedimento foi aplicado de forma consistente a todas as amostras ensaiadas, independentemente da sua composição, o que garante a comparabilidade dos resultados obtidos.

Tabela 8 - Parâmetros adotados na fase de corte controlado por deslocamento, incluindo condições de carregamento e aquisição de dados.

Parâmetros de Ensaio		
Cisalhamento controlado por deslocamento		
Propriedades	Valor	Unidades
Velocidade de carregamento	0,1	mm/min
Deslocamento horizontal máximo	10	mm
Força horizontal máxima	4	kN
Taxa de aquisição	1	s

Tabela 9 - Plano de ensaios realizados

Nome do ensaio	Índice de Compacidade (%)	Consolidação- Tensão Efetiva (kPa)		Corte cíclico controlado Amplitude fixa (mm)	Degradação de rigidez Amplitudes variáveis (mm)	Corte controlado por deslocamento
		Carregamento	Descarga			
CSS_S100% Id 80%	80%	25				
		↓			0,008	
CSS_S100% Id 40%	40%	50			↓	
		↓	100		0,08	
CSS_S67%R33%	-	75	↓		↓	
CSS_S50%R50%	-	↓	50	0,004	0,4	Até 10 mm
		100	↓		↓	
		↓	25		0,8	
CSS_R100%	-	150			↓	
		↓			1	
		200				

4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados experimentais obtidos no âmbito da presente dissertação, desenvolvida sobre o comportamento mecânico e dinâmico da mistura solo-borracha. Com o objetivo de validar e enquadrar os resultados obtidos, é efetuada uma comparação com os dados experimentais apresentados por (Kowalska & Vrettos, 2024), cuja investigação constitui a base de referência para o presente estudo. A apresentação dos resultados é realizada de forma sequencial, com o início da análise das velocidades de propagação de ondas sísmicas e, por fim, a interpretação dos resultados obtidos nos ensaios cíclicos de corte simples. A análise comparativa entre os resultados experimentais obtidos nesta investigação e os resultados reportados na literatura permite avaliar a consistência dos procedimentos adotados, bem como identificar semelhanças e eventuais diferenças no comportamento observado dos materiais ensaiados.

4.2 RESULTADOS OBTIDOS

4.2.1 VELOCIDADE DAS ONDAS SÍSMICAS

Conforme descrito no capítulo anterior, a partir dos tempos de propagação medidos para as ondas P e para as ondas S, foram determinados, para todos os ensaios realizados, as respectivas velocidades de propagação, o coeficiente de Poisson dinâmico, o módulo de distorção inicial ($G_{\max}$) e o módulo confinado ($M_{\max}$). As fórmulas anteriormente apresentados foram aplicados a todos os registos obtidos durante as medições sísmicas, de forma a considerar todas as frequências de excitação utilizadas nas medições das ondas P e das ondas S, bem como todos os níveis de carregamento e descarregamento considerados durante o ensaio experimental.

As Figuras 54 e 55 apresentam a evolução das velocidades de propagação das ondas P e S em função da tensão de confinamento aplicada, para todas as composições ensaiadas.

Em termos gerais, ambas as velocidades aumentam com o aumento da tensão de confinamento, para todas as composições analisadas. Este comportamento é expectável, uma vez que o aumento da tensão promove uma maior compacidade entre partículas e reforça os contactos intergranulares, o que facilita a propagação das ondas sísmicas. Em todas as composições, os valores de V_P são sistematicamente superiores aos de V_S , coerente com a natureza física de cada tipo de onda.

A incorporação de borracha na mistura conduz a uma redução clara das velocidades de propagação, tanto das ondas P como das ondas S. A amostra de areia pura com índice de compacidade de 80% apresenta os valores mais elevados, enquanto a mistura com 50% de borracha regista os valores mais reduzidos em praticamente todos os níveis de carga analisados.

Um comportamento particularmente distinto é observado na amostra de borracha pura, onde as velocidades de propagação se mantêm praticamente constantes ao longo de toda a gama de tensões aplicadas. Este comportamento reflete a natureza altamente elástica da borracha, cujas propriedades mecânicas são pouco sensíveis ao aumento do confinamento isotrópico.

Relativamente ao comportamento durante o descarregamento, regista-se uma ligeira histerese nas velocidades medidas face ao carregamento, com este efeito mais pronunciado nas misturas com maior teor de borracha.

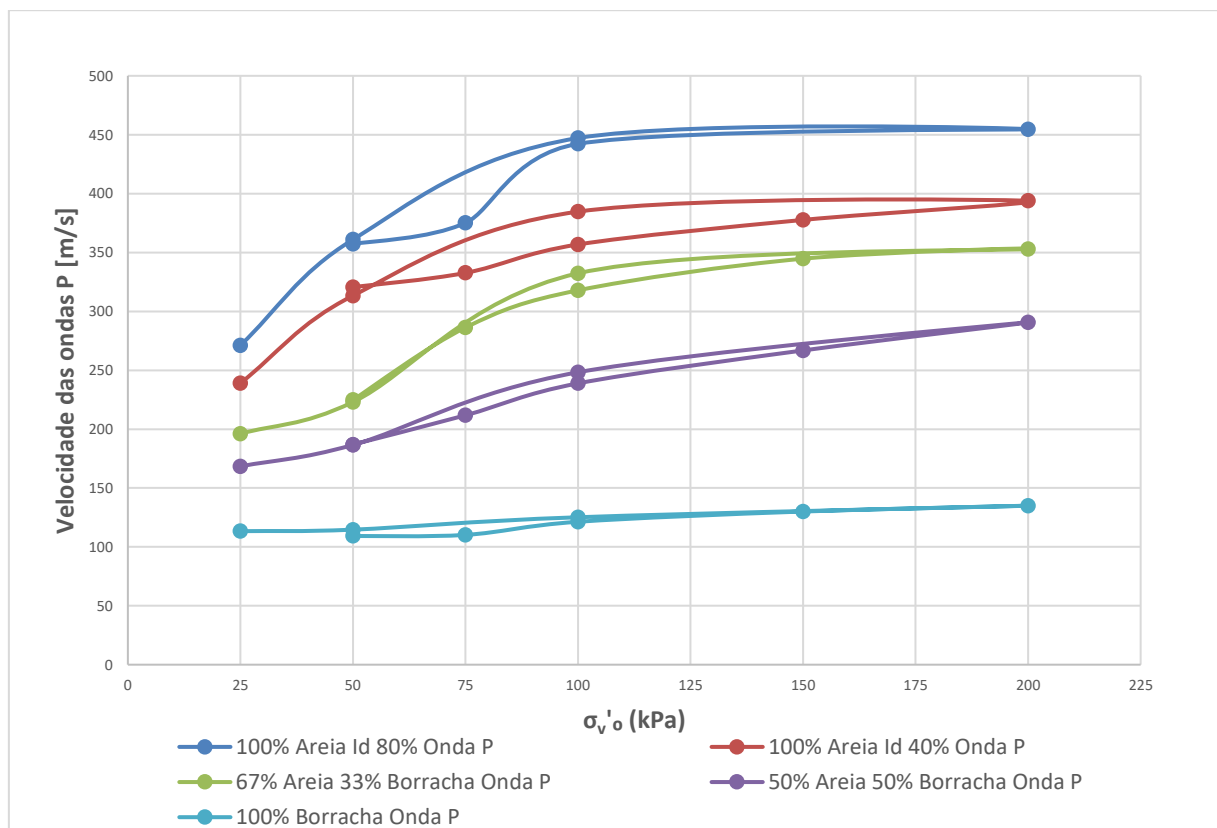


Figura 54 - Velocidade das ondas P.

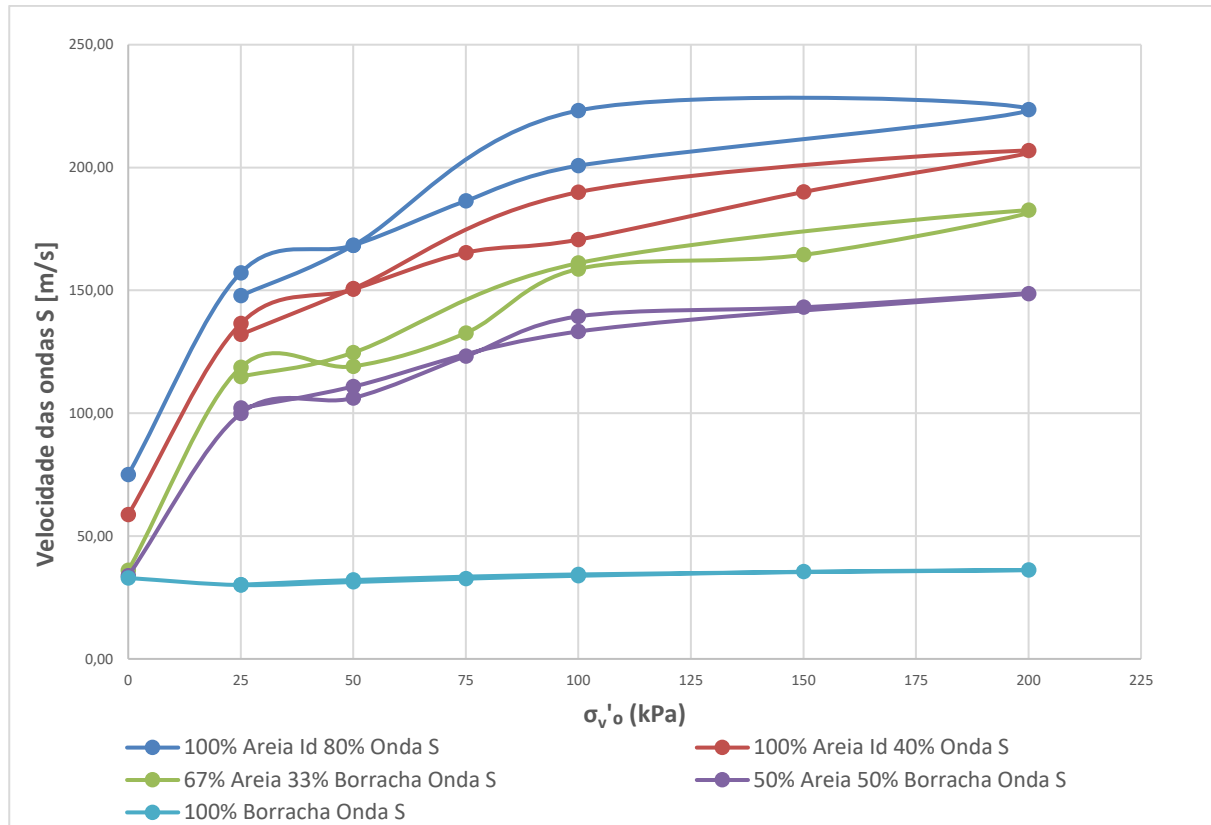


Figura 55 - Velocidade das ondas S.

A Tabela 10 mostra a evolução do coeficiente de Poisson dinâmico, calculado a partir da relação entre as velocidades das ondas P e S (equação 3.7). Para solos arenosos, o coeficiente de Poisson apresenta tipicamente valores entre 0,30 e 0,40. Para as amostras de areia pura, os valores obtidos situam-se maioritariamente entre 0,30 e 0,38, próximos dos intervalos típicos indicados para solos granulares (Mendonça et al., 2015).

Com a introdução de borracha na mistura, verifica-se uma tendência de redução do coeficiente de Poisson, mais acentuada nas misturas com maior teor de borracha. A mistura 67% areia–33% borracha apresenta valores ligeiramente inferiores aos das areias puras, ao passo que a mistura 50% areia–50% borracha regista valores claramente mais baixos, entre 0,21 e 0,32. Este resultado indica que a presença de borracha altera a relação entre a deformação volumétrica e a deformação de corte do material. A amostra de borracha pura destaca-se claramente das restantes, com valores de Poisson próximos de 0,46 em toda a gama de cargas, característico de materiais quase incompressíveis e consistente com a natureza altamente elástica da borracha.

Tabela 10 - Coeficiente de Poisson.

Fase	100% Areia Id 80%	100% Areia Id 40 %	67%A33%B	50%A50%B	100% Borracha
Carga 50	0,357	0,359	0,305	0,262	0,455
Carga 75	0,336	0,336	0,363	0,244	0,452
Carga 100	0,370	0,352	0,334	0,242	0,458
Carga 150	0,341	0,330	0,353	0,298	0,460
Carga 200	0,383	0,310	0,317	0,323	0,461
Descarga 100	0,334	0,339	0,346	0,298	0,459
Descarga 50	0,361	0,349	0,273	0,227	0,457
Descarga 25	0,328	0,281	0,239	0,210	0,462

Para uma leitura mais clara dos resultados, a Figura 56 apresenta o coeficiente de Poisson em função da tensão de confinamento.

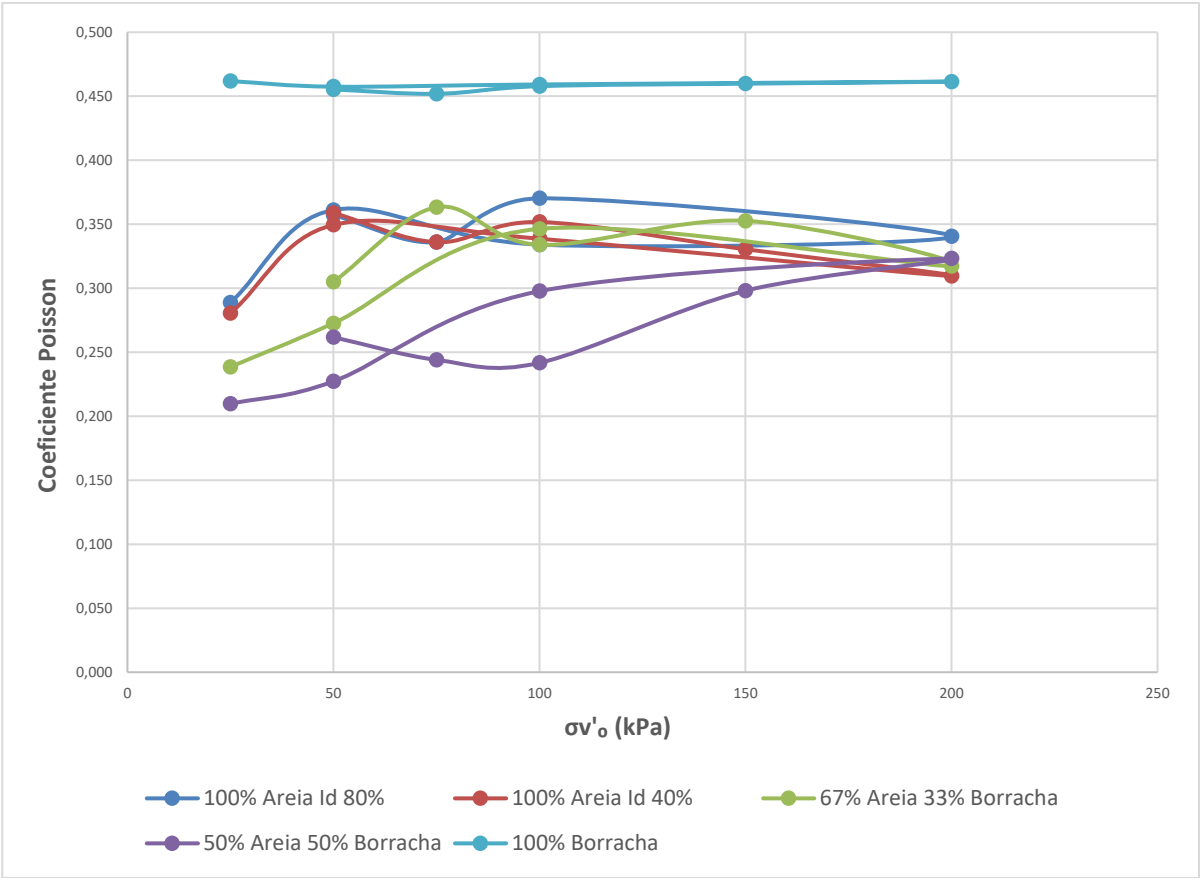


Figura 56 - Coeficiente de Poisson.

Após a determinação dos parâmetros dinâmicos anteriormente apresentados, procede-se à análise da evolução do módulo de distorção inicial $G_{\max}$, associado à propagação das ondas S, e do módulo confinado $M_{\max}$, associado à propagação das ondas P tendo em conta a variação da massa volúmica durante o ensaio.

A Figura 57 e a Figura 58 apresentam, respetivamente, a evolução do módulo de distorção inicial $G_{\max}$, calculado a partir das ondas S, e do módulo confinado $M_{\max}$, calculado a partir das ondas P, em função da tensão de confinamento aplicada.

Ambos os módulos aumentam progressivamente com a tensão de confinamento e diminuem com o aumento do teor de borracha, em linha com a tendência observada para as velocidades de propagação. A areia pura com índice de compacidade de 80% apresenta os valores mais elevados em ambos os módulos, ao passo que a mistura com 50% de borracha regista os valores mais reduzidos entre as misturas solo-borracha. A amostra de borracha pura apresenta valores de $G_{\max}$ e $M_{\max}$ consideravelmente inferiores aos de todas as restantes composições, praticamente constantes ao longo de toda a gama de tensões de confinamento aplicadas, o que é consistente com o comportamento observado nas velocidades de propagação.

A análise detalhada do módulo $G_{\max}$ será aprofundada na secção seguinte, no âmbito dos resultados do ensaio de corte cíclico controlado.

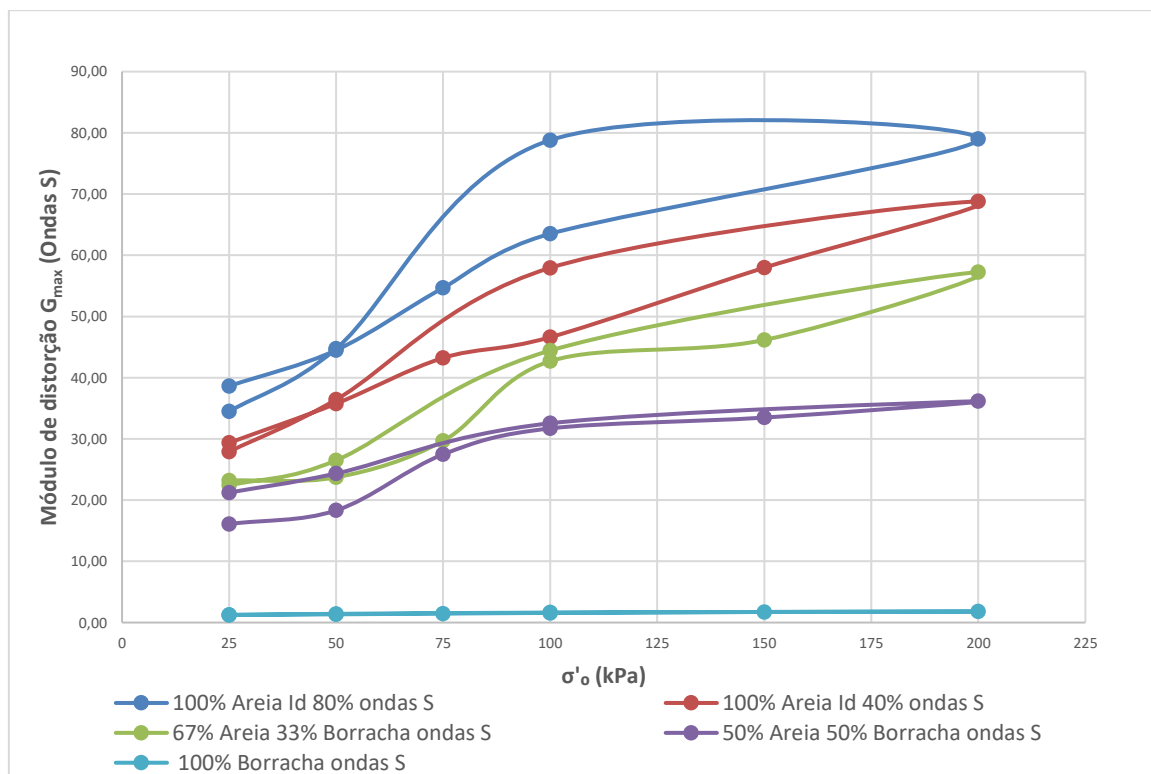


Figura 57 - ($G_{\max}$) Módulo de distorção máximo (Ondas S).

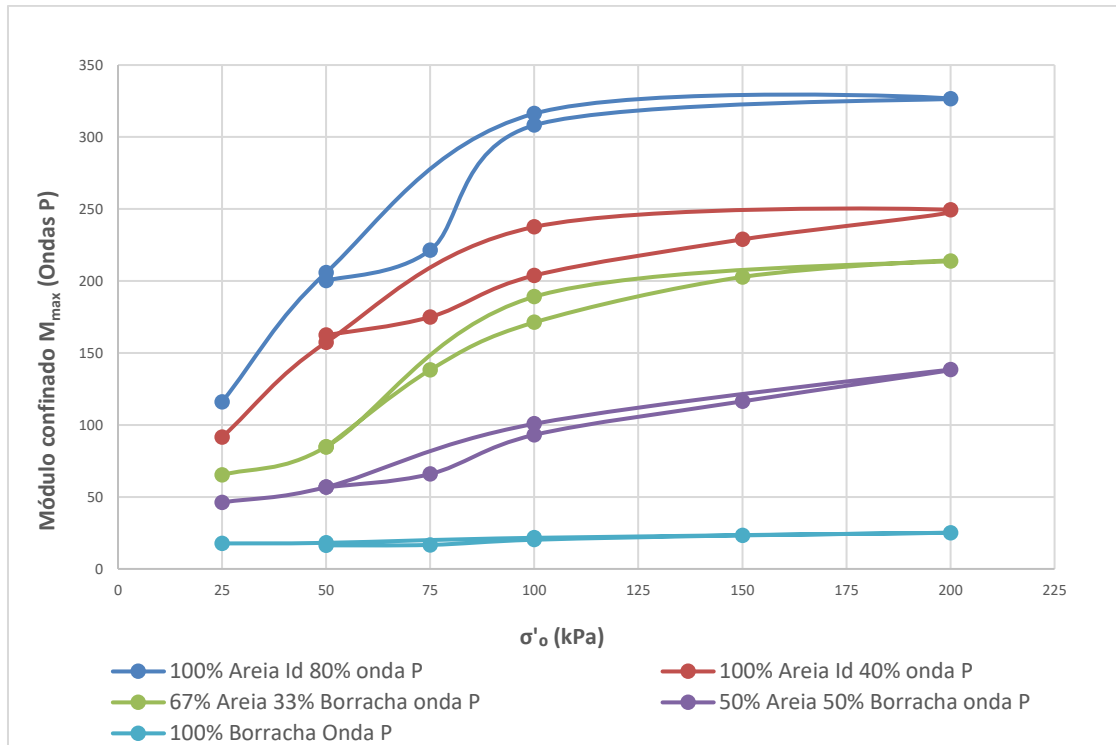


Figura 58 - ($M_{\max}$) Módulo confinado máximo (Ondas P).

De modo geral, os resultados obtidos mostram que a introdução de borracha na mistura reduz as velocidades das ondas sísmicas e, conseqüentemente, os módulos dinâmicos. Esta redução torna-se mais evidente à medida que aumenta a percentagem de borracha, o que demonstra que a borracha contribui para uma maior deformabilidade e menor rigidez global do material.

4.2.3 ENSAIOS CORTE SIMPLES CÍCLICO

4.2.3.1 Fase consolidação

A análise da fase de consolidação foi realizada para todos os ensaios efetuados, com o objetivo de avaliar a evolução do índice de vazios em função da tensão vertical aplicada. Para cada nível de carga e descarga, foi considerada a altura final estabilizada da amostra, obtida a partir dos valores registados pelo equipamento durante o ensaio.

Com base nesses valores, foi calculada a deformação vertical associada a cada fase de carregamento, pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (4.1)$$

em que Δh corresponde à variação da altura da amostra relativamente à altura inicial h_0 .

Posteriormente, o índice de vazios foi determinado a partir da relação:

$$e = e_0 - (1 + e_0) \cdot \varepsilon_a \quad (4.2)$$

onde e_0 representa o índice de vazios inicial da amostra.

Com base na metodologia descrita, na figura 59 apresentam-se de seguida os resultados obtidos para a evolução do índice de vazios em função da tensão de confinamento aplicada, para todas as composições ensaiadas.

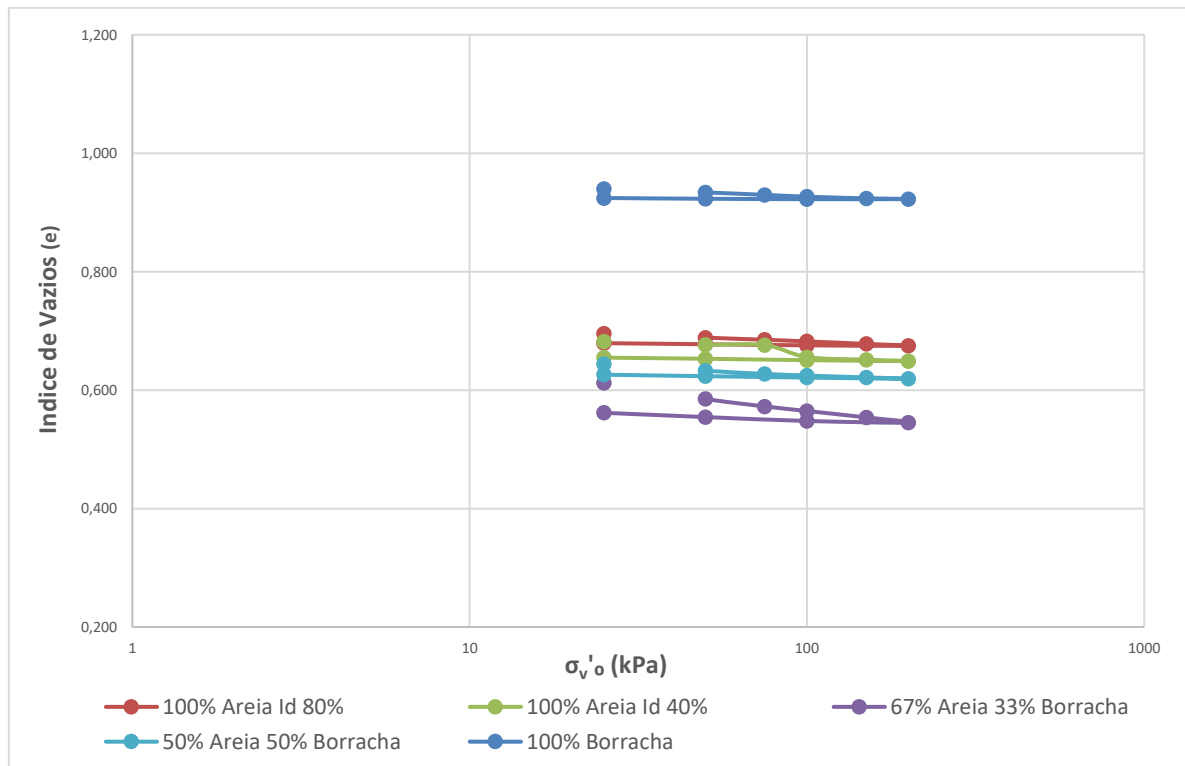


Figura 59 - Índice de Vazios em função da carga vertical aplicada.

De forma geral, observa-se uma diminuição progressiva do índice de vazios com o aumento da tensão vertical aplicada, evidenciando a compressão e reorganização interna das partículas durante a consolidação. As maiores variações ocorrem nos níveis iniciais de carregamento, verificando-se posteriormente uma tendência de estabilização para tensões mais elevadas.

As amostras constituídas por areia apresentaram menores menor variação de índice de vazios ao longo do carregamento, com um comportamento menos deformável. Em contrapartida, as misturas com incorporação de borracha evidenciaram índices de vazios mais elevados e maior deformabilidade, associada à maior compressibilidade e flexibilidade das partículas de borracha presentes na matriz granular. A amostra de borracha pura destaca-se claramente das restantes, com os índices de vazios mais elevados e a maior variação durante o carregamento inicial, o que reflete a elevada compressibilidade e deformabilidade da borracha.

Durante a fase de descarga, o índice de vazios não recupera os valores iniciais, o que evidencia a existência de deformações permanentes resultantes da reorganização irreversível da estrutura do material. Este efeito é menos pronunciado na amostra de borracha pura que, dada a sua natureza altamente elástica, apresenta uma maior recuperação do índice de vazios após o descarregamento, comparativamente às restantes composições.

4.2.3.2 Fase de corte cíclico controlado

Após a execução dos ensaios de corte cíclico controlado, o sistema de aquisição forneceu um conjunto contínuo de registos experimentais em formato Excel correspondentes à evolução temporal dos principais parâmetros mecânicos monitorizados durante cada fase do ensaio.

Para a análise da fase de corte cíclico controlado, foram considerados os parâmetros diretamente relacionados com a resposta mecânica do material, nomeadamente a distorção (γ), a tensão tangencial (τ), a tensão vertical aplicada (σ_v) e a altura instantânea do provete (h).

A distorção foi determinada a partir da relação entre o deslocamento horizontal imposto e a altura instantânea do provete, o que permite quantificar a deformação mobilizada ao longo do carregamento cíclico:

$$\gamma = \frac{S_h}{h} \quad (4.3)$$

em que S_h representa o deslocamento horizontal medido e h a altura instantânea da amostra.

Por sua vez, a tensão tangencial mobilizada durante o ensaio foi obtida a partir da força horizontal registada pela célula de carga, com base na área transversal do provete.

$$\tau = \frac{F_h}{\pi d^2 / 4} \quad (4.4)$$

sendo F_h a força horizontal aplicada e d o diâmetro do provete.

A altura da amostra foi continuamente atualizada ao longo do ensaio com base nos deslocamentos verticais medidos, o que permite considerar eventuais alterações geométricas decorrentes da deformação da amostra durante a fase de carregamento.

Com base nos valores da distorção e tensão tangencial obtidos para cada nível de tensão normal aplicado, foram construídas as curvas de histerese ($\tau-\gamma$), as quais constituem a base da análise do comportamento cíclico das diferentes misturas estudadas. A interpretação destas curvas permite avaliar a rigidez inicial do material, a sua evolução ao longo dos ciclos de carregamento e a influência da composição da mistura na resposta mecânica sob solicitações cíclicas. A construção e posterior análise das curvas de histerese foi realizada para a totalidade dos ensaios experimentais efetuados, como também todos os níveis de carga aplicados ao longo das fases de carga e descarga. Esta abordagem permite caracterizar, de forma sistemática e comparativa, o comportamento em corte cíclico controlado das diferentes misturas analisadas.

Após a obtenção dos valores de γ e τ , procedeu-se à construção das curvas de histerese correspondentes a cada nível de tensão normal aplicado. Conforme referido anteriormente, a área delimitada por cada ciclo histerético está associada à energia dissipada pelo material durante o carregamento cíclico, sendo um parâmetro relevante para a avaliação do seu comportamento dinâmico.

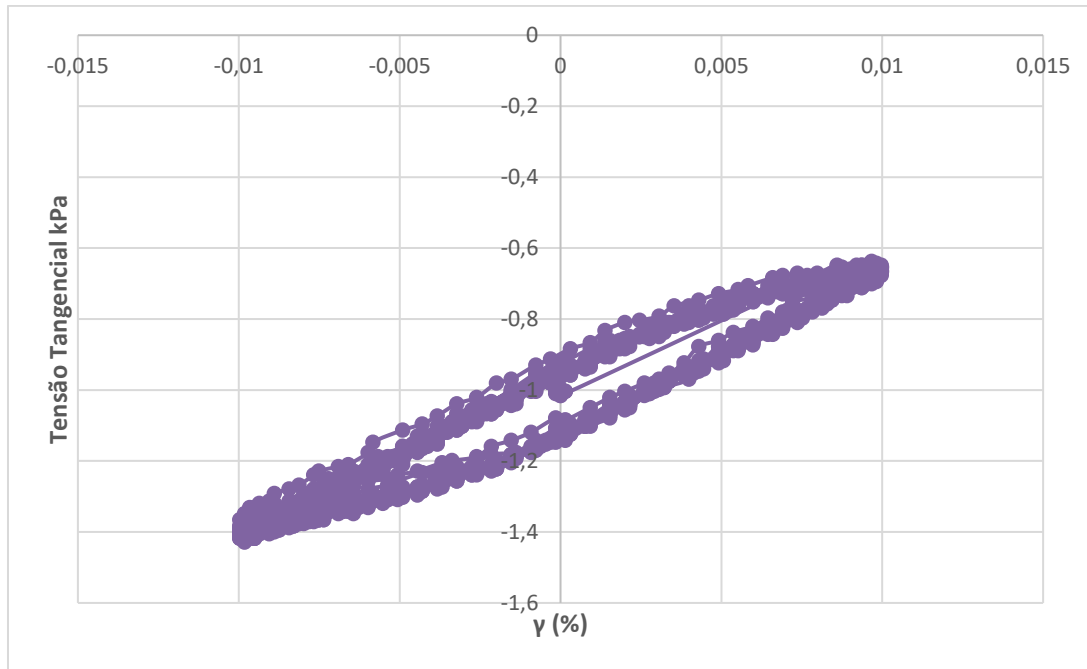


Figura 60 - Curva de Histerese do ensaio CSS_S100% com uma carga aplicada de 25 kPa.

Embora o procedimento de cálculo do amortecimento histerético tenha sido apresentado no enquadramento teórico, a sua aplicação direta a todos os ciclos analisados seria demorosa e suscetível a erros de leitura manual. Por esse motivo, foi desenvolvida um código em Python com o objetivo de automatizar a identificação dos ciclos de histerese e o cálculo dos respectivos parâmetros mecânicos.

O código desenvolvido recebe como dados de entrada os valores experimentais de deformação de corte (γ) e tensão tangencial (τ), previamente extraídos dos ficheiros gerados pelo equipamento. Inicialmente, os dados são filtrados de modo a remover valores inválidos ou não numéricos. De seguida, procede-se à identificação automática dos ciclos através da deteção dos mínimos sucessivos da deformação de corte, o que permite isolar cada ciclo individual da curva de histerese.

Para cada ciclo identificado, os valores de γ e τ são recentrados relativamente ao centro geométrico do ciclo, determinado a partir dos valores máximo e mínimo de deformação e tensão. Este procedimento permite eliminar eventuais deslocamentos da curva relativamente à origem e comparar os ciclos com base na sua forma e amplitude.

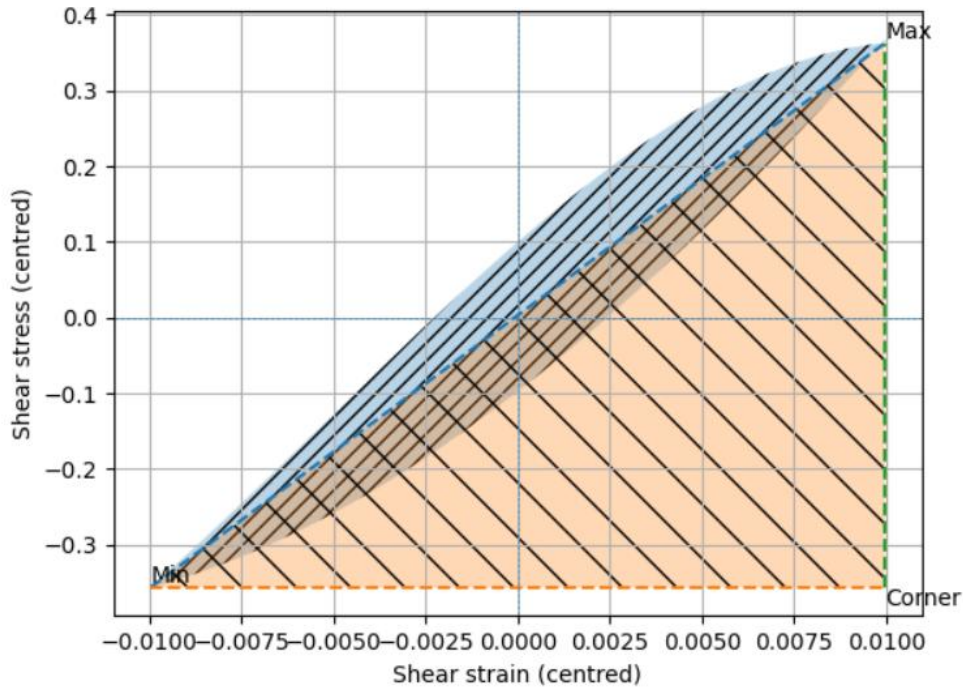


Figura 61 - Representação gráfica de um ciclo de histerese após recentragem dos dados, ilustrando a identificação automática dos pontos extremos e das áreas utilizadas no cálculo do amortecimento histerético e do módulo secante.

A área delimitada por cada ciclo histerético foi calculada numericamente através da fórmula de Shoelace, que foi implementada em Python, aplicada aos pontos que definem o contorno fechado do ciclo. Esta área corresponde à energia dissipada durante o ciclo de carregamento e descarregamento.

$$A_H = \frac{1}{2} \left| \sum_{i=1}^n (\gamma_i \tau_{i+1} - \gamma_{i+1} \tau_i) \right| \quad (4.5)$$

em que A_H representa a área do ciclo histerético, γ_i a deformação de corte, τ_i a tensão tangencial e n o número de pontos que definem o ciclo.

Com base nessa área, foi posteriormente determinado o coeficiente de amortecimento histerético, de acordo com a expressão apresentada.

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{A_H}{A_T} \times 100 \quad (4.6)$$

em que D representa o coeficiente de amortecimento histerético (%), A_H corresponde à área interna do loop histerético e A_T representa a área triangular definida pelos pontos extremos do ciclo, associada à energia elástica armazenada no material.

Adicionalmente, para cada ciclo foram determinados a distorção máxima de corte e o módulo secante. A distorção máxima foi obtida a partir do maior valor absoluto de distorção registado no ciclo.

$$\gamma_{max} = \max(|\gamma_{min}|, |\gamma_{max}|) \quad (4.7)$$

O módulo secante foi calculado através do declive da reta que une os pontos extremos do ciclo histerético, o que permite avaliar a rigidez mobilizada pelo material para o nível de deformação considerado.

$$G_{sec} = \frac{\tau_{max} - \tau_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} \quad (4.8)$$

Desta forma, a rotina em Python permitiu obter, para cada ciclo analisado, uma tabela de resultados contendo a área do ciclo histerético, o coeficiente de amortecimento, a deformação máxima de corte e o módulo secante. Este procedimento foi aplicado de forma sistemática a todos os ensaios e níveis de carga analisados, de forma a assegurar maior rapidez, consistência e reprodutibilidade no tratamento dos dados experimentais.

Tabela 11 - Resultados obtidos pelo código em Python para cada ciclo de histerese.

cycle	loop area	damping ratio small percent	damping ratio big percent	max shear strain	secant modulus
1	0,0108887	15,66479224	15,80069789	0,019968299	27,50665414
2	0,014693702	20,23883031	21,22055687	0,019968287	27,63840354
3	0,014226642	19,81529472	20,56979388	0,01996831	27,6064132
4	0,014368619	19,88451005	20,77908934	0,01996831	27,60107705
5	0,014246159	19,56487184	20,4847568	0,019968275	27,75913916
6	0,014263541	19,86947888	20,77809441	0,019968275	27,40063692
7	0,014118643	19,90859054	20,59831518	0,019968287	27,35897197
8	0,014211807	19,61068599	20,33669205	0,019968299	27,89375492
9	0,014385524	19,87093277	20,6584727	0,019968275	27,7949883
10	0,01412647	19,37124076	20,21022044	0,019890279	28,11907083
11	0,014270867	19,41390591	20,29964879	0,020045047	27,84632131
12	0,014316796	19,7168649	20,5836021	0,019968287	27,7627802
13	0,013776977	19,05165094	19,8196675	0,019968275	27,74575761
14	0,01439571	20,25828646	20,82816809	0,019968275	27,5880515
15	0,014165183	19,66742073	20,3423042	0,019968263	27,79467336
16	0,014381751	19,92001968	20,73280674	0,019968275	27,68806978
17	0,014141598	19,77339354	20,39261804	0,019968287	27,67986856
18	0,014029139	19,52121431	20,14917997	0,019968276	27,79153997
19	0,008158457	11,26957907	11,82391523	0,019968275	27,54138232
20	0,005937514	8,716998585	8,765337315	0,019891505	27,24713336

Com base na metodologia descrita, apresentam-se de seguida os resultados obtidos para a fase de corte cíclico controlado, nomeadamente a evolução do módulo de distorção secante G e do módulo de distorção inicial G_{max} em função da tensão de confinamento aplicada, para todas as composições ensaiadas.

A Figura 62 apresenta, respetivamente, a evolução do módulo de distorção G_{sec} e do módulo de distorção inicial G_{max} em função da tensão de confinamento aplicada, durante as fases de carregamento e descarregamento, para a mistura de areia pura com índice de compacidade de 80%.

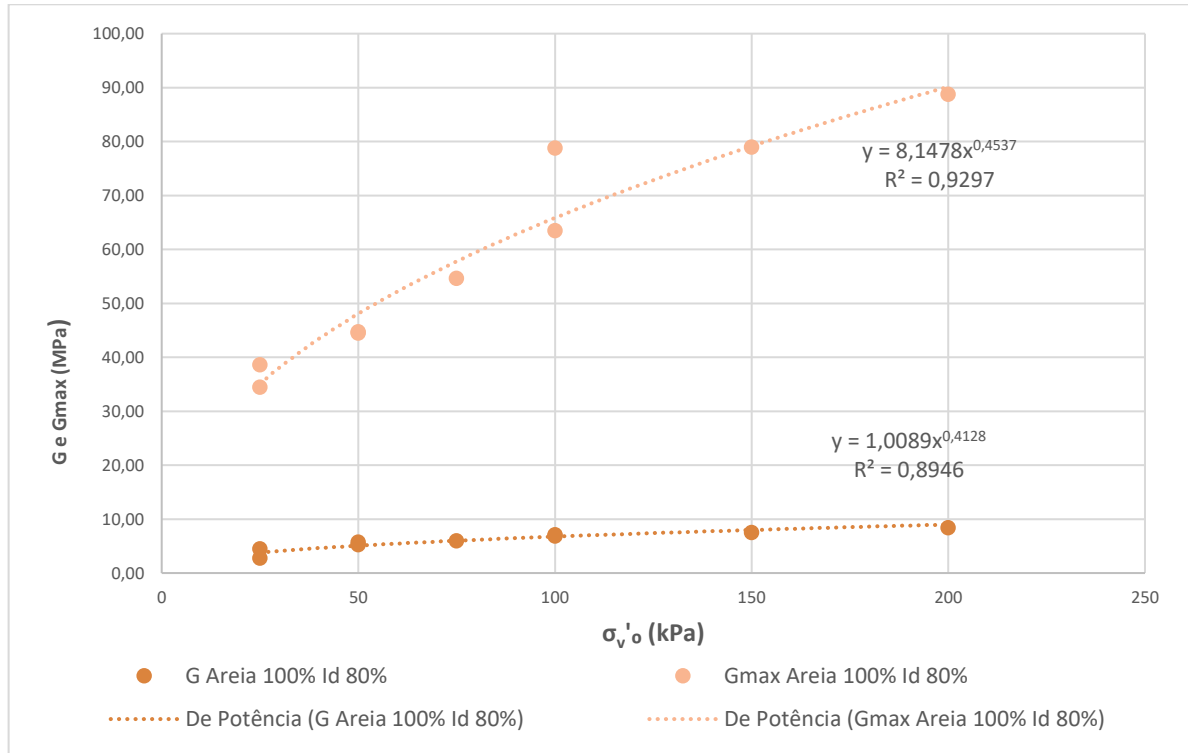


Figura 62 - Módulo de distorção G em função da tensão de confinamento.

De forma geral, ambos os módulos aumentam progressivamente com o aumento da tensão de confinamento. Observa-se uma diferença significativa entre os valores de G_{max} e G_{sec} ao longo de toda a gama de tensões analisadas, com G_{max} aproximadamente uma ordem de grandeza superior ao módulo secante G . Esta diferença é fisicamente esperada, uma vez que G_{max} é determinado a níveis de deformação muito reduzidos, associados à propagação de ondas sísmicas, enquanto o módulo secante G_{sec} é obtido a níveis de deformação ligeiramente maiores, mobilizados durante o ensaio de corte cíclico controlado. Este comportamento é consistente com o fenómeno de degradação do módulo de distorção com o aumento da deformação, amplamente reportado na literatura para solos granulares.

Relativamente à fase de descarregamento, verifica-se que os valores de G são ligeiramente superiores aos obtidos durante o carregamento para os mesmos níveis de tensão, o que reflete o efeito de densificação do material induzido pelo carregamento prévio.

A Figura 63 apresenta a evolução do módulo de distorção secante G em função da tensão de confinamento aplicada, para todas as composições ensaiadas, durante as fases de carregamento e descarregamento.

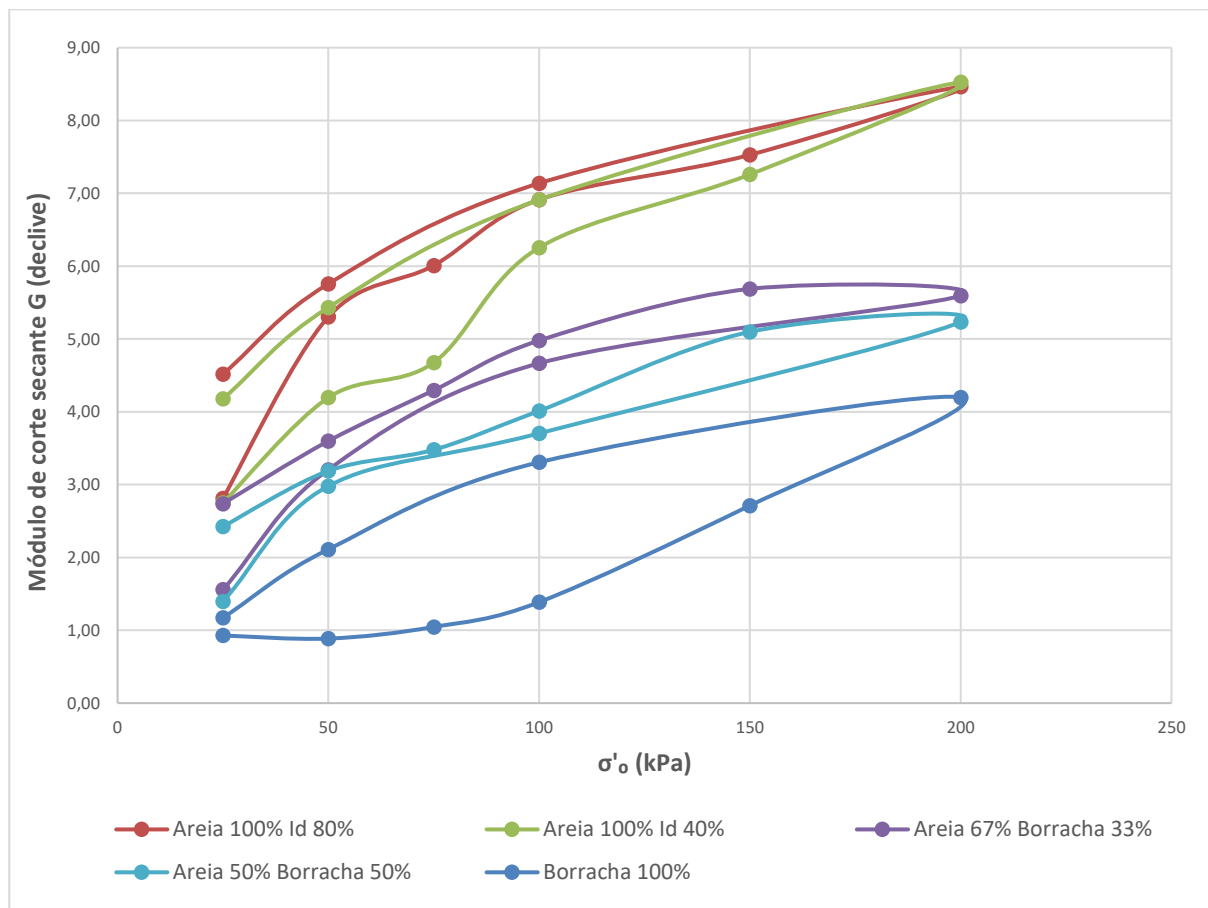


Figura 63 - G vs Tensão de Confinamento.

Em termos gerais, o módulo G_{sec} aumenta progressivamente com o aumento da tensão de confinamento para todas as misturas, com tendência semelhante à observada para o módulo G_{max} . A incorporação de borracha na mistura conduz a uma redução clara do módulo G_{sec} , com a mistura de areia pura com índice de compactação de 80% a que apresenta os valores mais elevados, e a amostra de borracha pura a que regista os valores mais reduzidos em toda a gama de tensões analisadas.

As misturas com teores intermédios de borracha 67% areia 33% borracha e 50% areia 50% borracha apresentam valores de G_{sec} intermédios, o que confirma que o aumento do teor de borracha conduz a uma redução progressiva da rigidez do material sob corte cíclico.

Relativamente ao comportamento durante a descarga, os valores de G_{sec} registados tendem a ser superiores aos obtidos na fase de carregamento para os mesmos níveis de tensão, o que poderá estar associado ao efeito de reorganização estrutural do material induzido pelo carregamento prévio.

4.2.3.3 Fase de degradação da rigidez

O tratamento e processamento dos dados experimentais obtidos durante a fase de degradação da rigidez seguiram a mesma metodologia descrita anteriormente para a fase de corte cíclico controlado. Contudo, neste caso, foram considerados exclusivamente os dados experimentais correspondentes às fases identificadas pelo equipamento como pertencentes ao processo de degradação da rigidez, extraídos diretamente dos ficheiros gerados durante o ensaio. A partir destes dados, procedeu-se à construção das respetivas curvas de histerese e à aplicação do código desenvolvido em Python para a identificação automática dos ciclos e determinação dos parâmetros mecânicos de interesse, nomeadamente a área do loop histerético, o coeficiente de amortecimento, a deformação máxima de corte e o módulo secante. Deste modo, foi assegurada a uniformidade do tratamento dos dados e a comparabilidade direta entre as diferentes fases do ensaio.

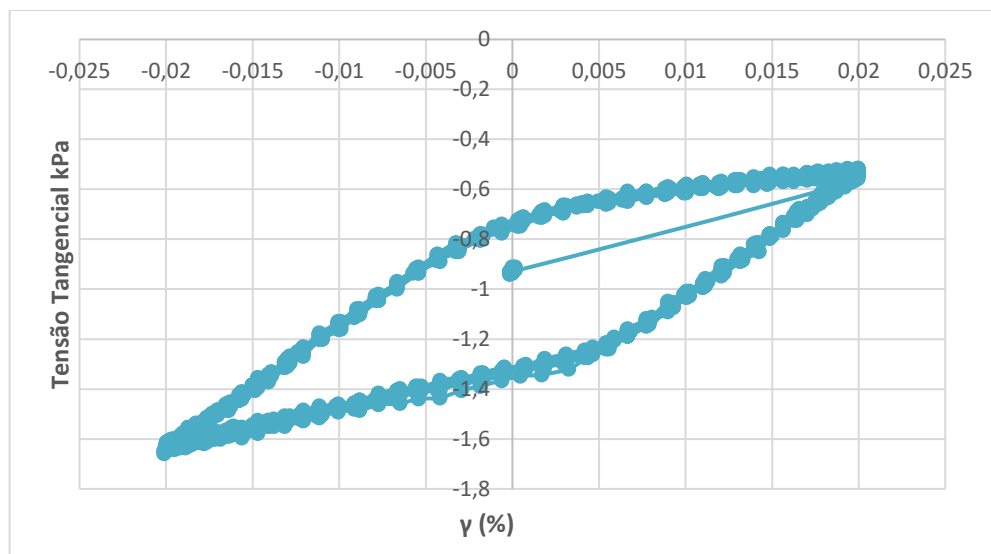


Figura 64 - Curva de Histerese do ensaio CSS_S100% com uma carga aplicada de 25 kPa e amplitude de 0,008 mm.

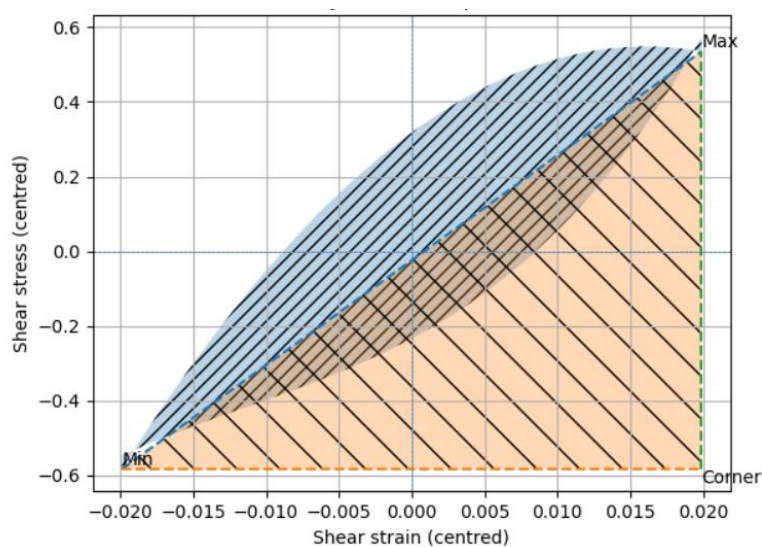


Figura 65 - Exemplo de um ciclo de histerese processado pelo código desenvolvido em Python.

Com base na metodologia descrita, apresentam-se de seguida os resultados obtidos para a fase de degradação da rigidez, nomeadamente a evolução do módulo de distorção secante G_{sec} , do rácio G/G_{max} e do coeficiente de amortecimento D em função da amplitude de deformação aplicada, para todas as composições ensaiadas.

A Figura 66 ilustra a evolução do módulo de distorção secante G_{sec} em função da amplitude de deformação aplicada, para todas as composições ensaiadas. Ao contrário da fase de corte cíclico controlado, onde foi mantida uma amplitude constante ao longo do ensaio, nesta fase a amplitude foi incrementada progressivamente, desde 0,008 mm até 1,0 mm, o que permite avaliar a degradação da rigidez do material com o aumento da deformação imposta.

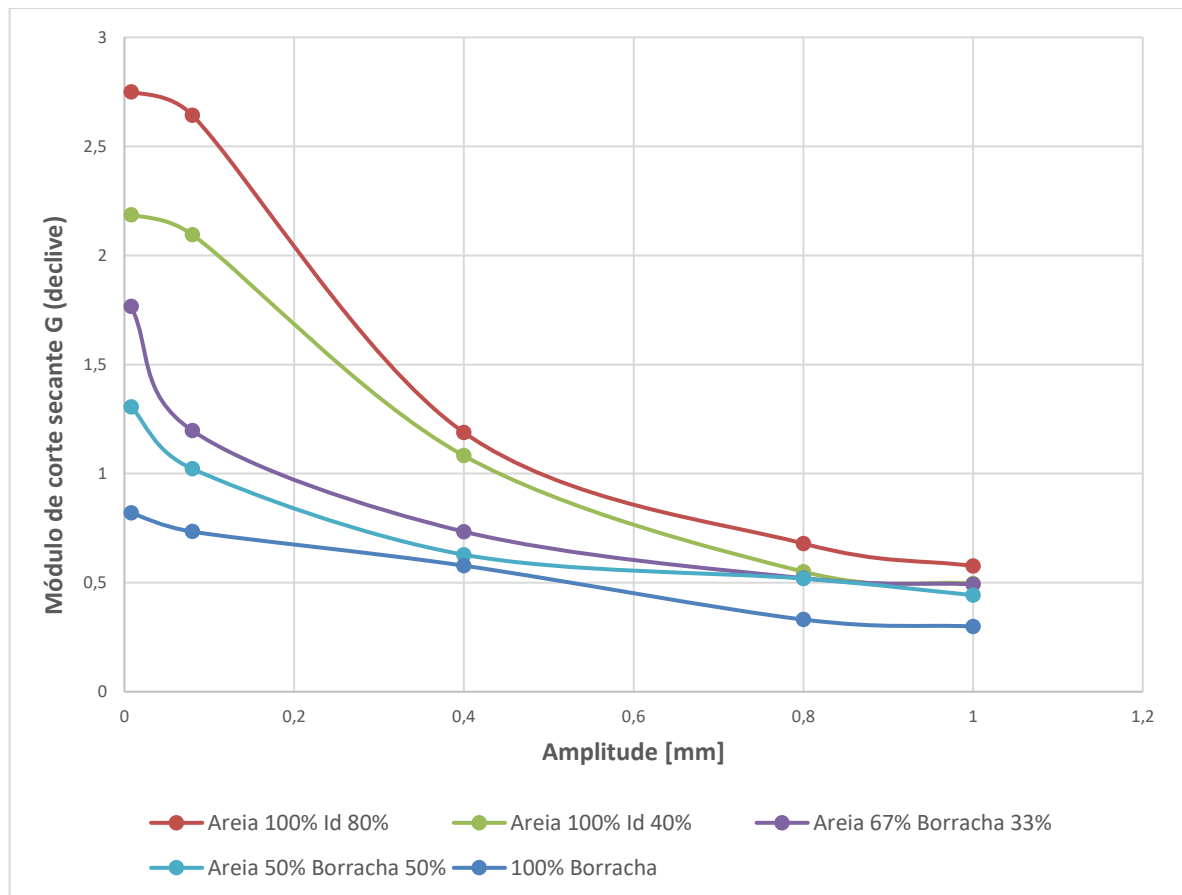


Figura 66 - G Declive, módulo de corte secante Vs amplitude.

Observa-se uma diminuição progressiva do módulo G_{sec} com o aumento da amplitude de deformação para todas as composições ensaiadas, o que confirma o fenómeno de degradação da rigidez observado para misturas solo-borracha (Kowalska & Vrettos, 2024). A degradação é particularmente acentuada para as amplitudes mais reduzidas, com tendência de estabilização para amplitudes superiores a 0,4 mm.

A mistura de areia pura com índice de compactidade de 80% apresenta os valores de G_{sec} mais elevados em toda a gama de amplitudes, ao passo que a amostra de borracha pura regista os valores mais reduzidos. As misturas com teores intermédios de borracha apresentam valores intermédios, o que confirma o aumento do teor de borracha conduz a uma redução progressiva da rigidez do material.

A Figura 67 mostra a evolução do coeficiente de amortecimento D em função da distorção de corte γ , para todas as composições ensaiadas, em escala logarítmica no eixo horizontal.

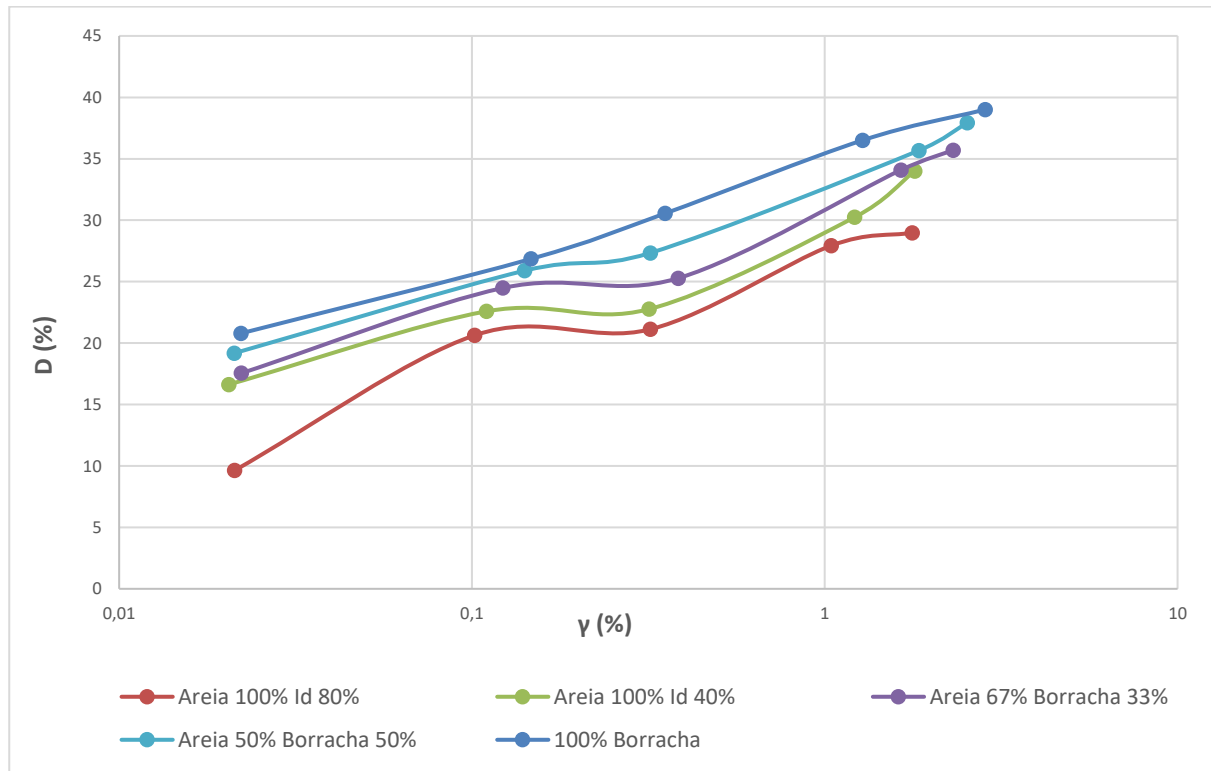


Figura 67 - D vs distorção γ .

Pode observar-se um aumento progressivo do coeficiente de amortecimento com o aumento da distorção de corte para todas as composições, o que é consistente com o comportamento esperado para materiais granulares e misturas solo-borracha (Kowalska & Vrettos, 2024). Este aumento reflete o incremento da energia dissipada por ciclo com o aumento da amplitude de deformação imposta.

A amostra de borracha pura apresenta os valores de D mais elevados em toda a gama de distorções analisadas, enquanto a areia pura com índice de compactidade de 80% regista os valores mais reduzidos. As misturas com teores intermédios de borracha apresentam valores intermédios, o que confirma que o aumento do teor de borracha conduz a um incremento da capacidade de amortecimento do material.

A Figura 68 ilustra a evolução do rácio $G/G_{\max}$ em função da distorção de corte γ , para todas as composições ensaiadas.

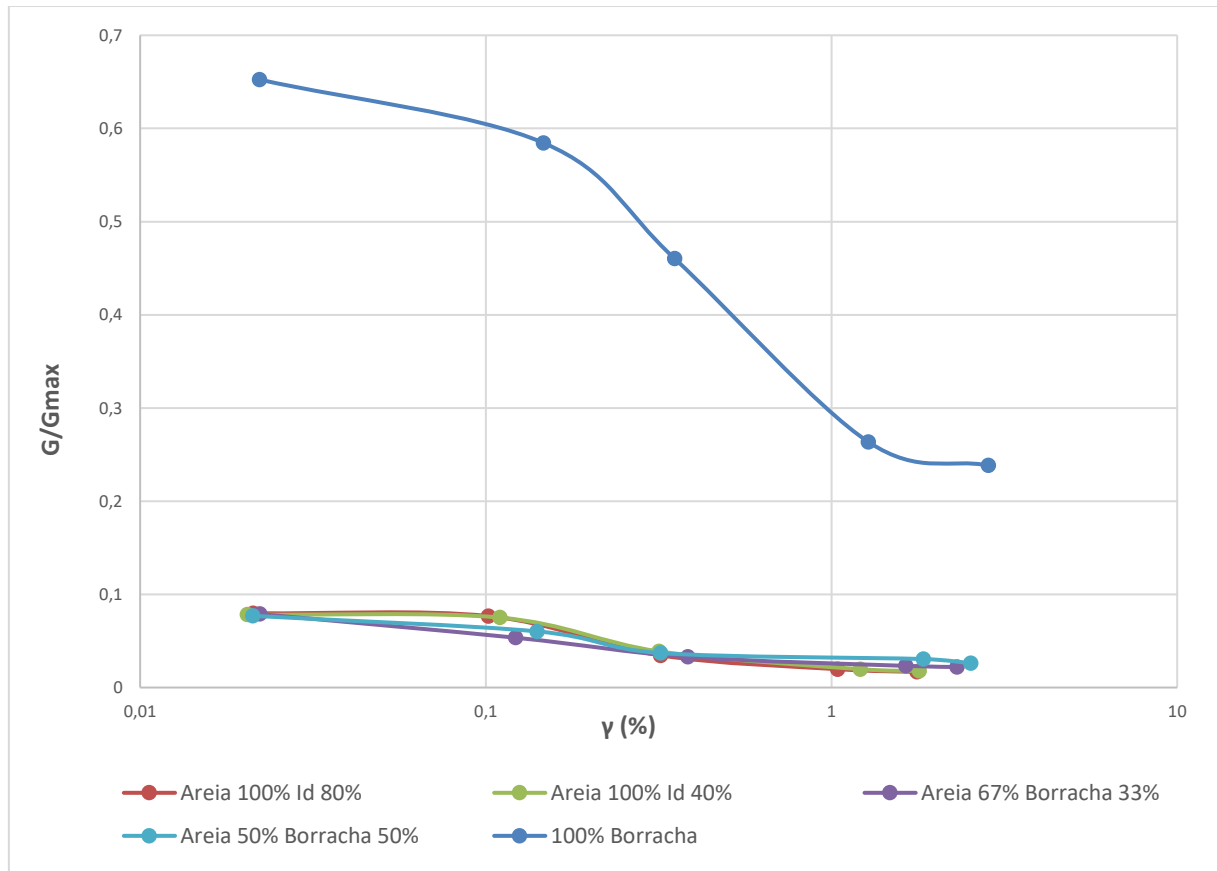


Figura 68 - $G/G_{\max}$ vs distorção γ .

A borracha pura destaca-se claramente das restantes composições, com um valor inicial de $G/G_{\max}$ de 0,65 a pequenas deformações, que decresce até 0,24 a grandes deformações. Este resultado indica que a borracha pura conserva uma parcela considerável da sua rigidez inicial ao longo de toda a gama de distorções ensaiada.

As restantes composições areias puras e misturas solo-borracha apresentam valores de $G/G_{\max}$ muito reduzidos desde as menores distorções ensaiadas, entre 0,07 e 0,09, com tendência decrescente até valores próximos de zero a grandes deformações. Este resultado sugere que, para estas composições, as deformações mobilizadas durante o ensaio são já suficientemente elevadas para provocar uma degradação significativa do módulo de distorção.

5

DISCUSSÃO

5.1 ANÁLISE GLOBAL DOS ENSAIOS E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, os resultados obtidos experimentalmente nesta dissertação são comparados com os apresentados no estudo de Kowalska & Vrettos (2024). Os materiais utilizados em ambos os trabalhos são os mesmos, a areia de Bobenheim-Roxheim e o granulado de borracha da ATB Truck S.A. Polónia, pelo que os parâmetros físicos disponibilizados no artigo foram igualmente adotados nesta dissertação. A metodologia experimental seguida em cada trabalho é, contudo, distinta.

No artigo em estudo realizaram ensaios de coluna ressonante organizados em duas fases. Na Fase I, a tensão de confinamento foi aumentada progressivamente entre 25 e 200 kPa. Em cada patamar registou-se o $G_{\max}$ a pequenas deformações e, no nível máximo de confinamento, a deformação foi elevada até se observar uma degradação de rigidez de cerca de 10-15%. Na Fase II, a tensão de confinamento foi reduzida progressivamente, com repetição do mesmo procedimento em cada patamar, medição do $G_{\max}$ a pequenas deformações, seguida de deformações crescentes até à degradação semelhante.

No presente trabalho, recorreu-se a *bender elements* e a ensaios de corte simples cíclico. Em cada patamar de tensão, o $G_{\max}$ a pequenas deformações foi igualmente determinado, a degradação de rigidez, porém, foi avaliada apenas no patamar final de 25 kPa, correspondente ao fim da fase de descarga.

Esta diferença metodológica deve ser considerada na interpretação dos resultados apresentados nas secções seguintes, onde se comparam os valores do módulo de distorção inicial $G_{\max}$, a degradação da rigidez e o amortecimento.

A Figura 69 apresenta a variação do módulo de distorção inicial $G_{\max}$, obtido nesta dissertação através de *bender elements*, em função da tensão efetiva de confinamento, para as diferentes composições ensaiadas. Para comparação, a Figura 70 do artigo em estudo representa os valores de $G_{\max,I}$ obtidos por coluna ressonante nas mesmas condições de carregamento.

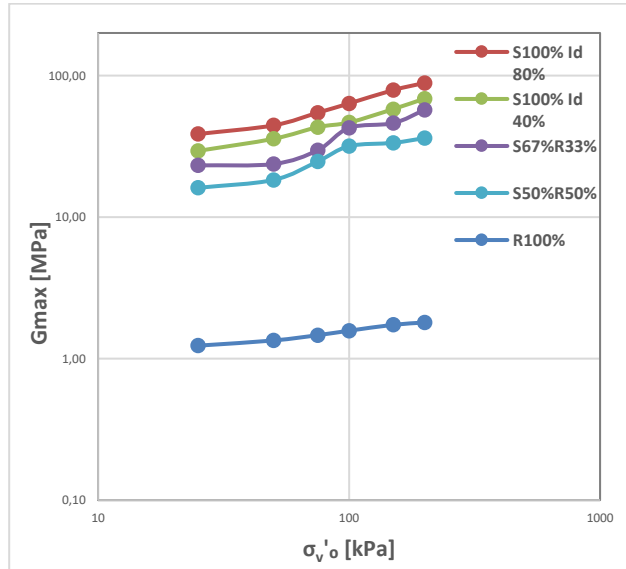


Figura 69 - Módulo de distorção inicial $G_{\max}$ em função da tensão efetiva de confinamento (*bender elements*).

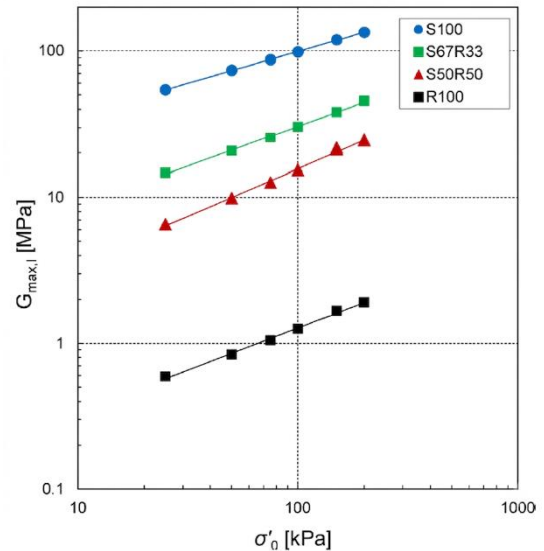


Figura 70 - Módulo de distorção inicial $G_{\max,I}$ em função da tensão efetiva de confinamento (Kowalska & Vrettos, 2024).

Em termos gerais, os dois estudos apontam para as mesmas tendências qualitativas: o módulo de distorção aumenta com a tensão de confinamento em todas as composições, e a adição de borracha traduz-se numa redução clara da rigidez. A borracha pura destaca-se em ambos os casos pelos valores mais reduzidos e pela fraca sensibilidade ao confinamento. Neste trabalho, os valores da borracha pura são sistematicamente superiores aos do artigo, embora essa diferença diminua com o aumento da tensão de confinamento e seja praticamente nula a 150 kPa (1,73 MPa vs 1,7 MPa).

Quanto aos valores absolutos, a areia pura regista neste trabalho valores de $G_{\max}$ claramente inferiores aos do artigo, enquanto nas misturas a tendência inverte-se, obtendo-se neste trabalho valores superiores. Estas discrepâncias eram esperadas e decorrem essencialmente das diferenças metodológicas entre os dois trabalhos, bem como das distintas condições de preparação e ensaio dos provetes e das gamas de deformação associadas a cada técnica.

A Figura 71 ilustra como o $G_{\max}$ varia com o teor de borracha em peso (χ), para diferentes níveis de tensão de confinamento, com base nos resultados desta dissertação obtidos por *bender elements*. A Figura 72 do artigo em estudo mostra os valores equivalentes obtidos por coluna ressonante.

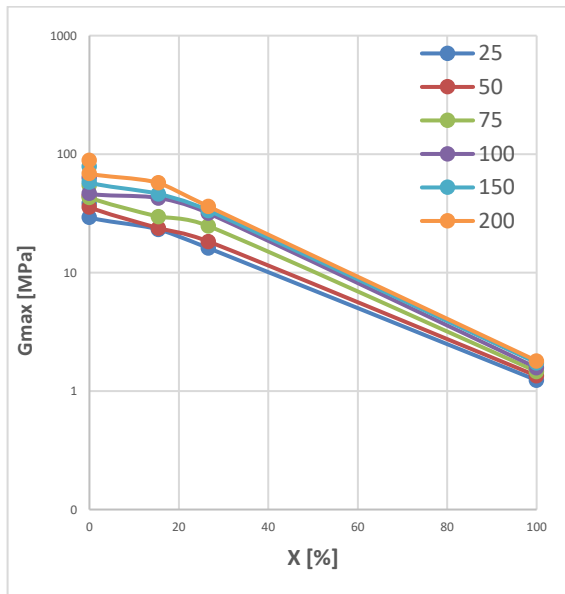


Figura 71 - Módulo de distorção inicial $G_{\max}$ em função do teor de borracha em peso (χ), (*bender elements*).

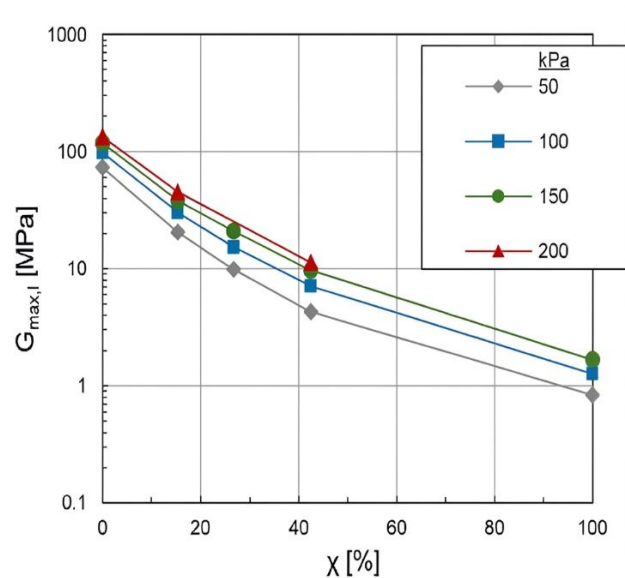


Figura 72 - Módulo de distorção inicial $G_{\max,l}$ em função do teor de borracha em peso (χ) (Kowalska & Vrettos, 2024).

À semelhança do observado anteriormente, os dois gráficos são consistentes: o $G_{\max}$ diminui progressivamente com o aumento do teor de borracha em todas as condições de confinamento, e aumenta com a tensão de confinamento para todas as composições. A redução da rigidez com a adição de borracha é acentuada, com uma queda de várias ordens de grandeza entre a areia pura e a borracha pura.

As diferenças nos valores absolutos seguem o padrão já identificado anteriormente: a areia pura ($\chi = 0\%$) regista valores mais baixos na dissertação do que no artigo, as misturas ($\chi = 15,4\%$ e $\chi = 26,6\%$) apresentam o comportamento oposto, e a borracha pura ($\chi = 100\%$) é onde os dois estudos mais se aproximam. A origem destas discrepâncias foi já discutida relativamente às figuras anteriores.

A Figura 73 mostra a variação de $G/G_{\max}$ em função da deformação de corte (γ), obtida nesta dissertação a 25 kPa na fase de descarga, para as diferentes composições ensaiadas. Para efeitos de comparação, apresenta-se igualmente a Figura 74 do estudo de Kowalska & Vrettos (2024), que representa a degradação da rigidez $G/G_{\max,II}$ obtida por coluna ressonante na Fase II, para vários níveis de tensão de confinamento.

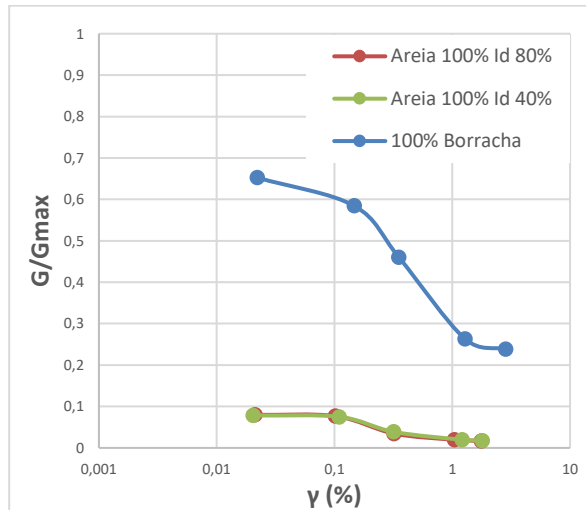


Figura 73 - Degradação da rigidez $G/G_{\max}$ em função da deformação de corte (γ) a 25 kPa, (bender elements).

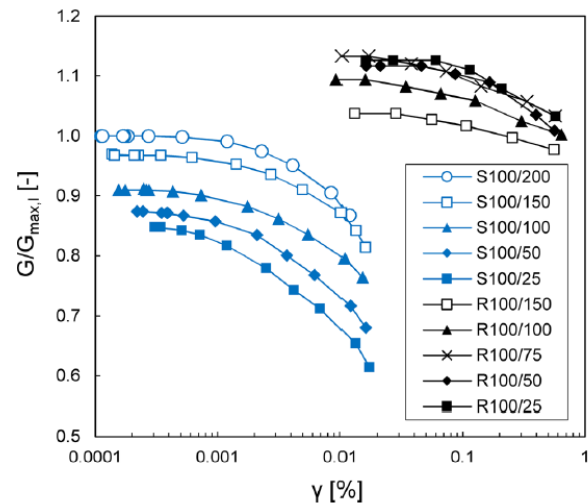


Figura 74 - Degradação da rigidez $G/G_{\max,II}$ em função da deformação de corte (γ) (Kowalska & Vrettos, 2024)

Em termos qualitativos, os dois estudos apontam na mesma direção: a rigidez reduz-se com o aumento da deformação de corte em todas as composições, e a borracha pura destaca-se claramente das restantes, com uma degradação muito mais acentuada. Na dissertação, os dois ensaios de areia pura com índices de compactação distintos ($Id = 80\%$ e $Id = 40\%$) produzem resultados muito semelhantes entre si, o que indica que a compactação inicial tem pouca influência na degradação da rigidez nestas condições.

A comparação direta a 25 kPa na descarga revela diferenças consideráveis nos valores absolutos. Na areia pura, os valores de $G/G_{\max}$ obtidos na dissertação partem de cerca de 0,08 para $\gamma \approx 0,02\%$ e descem até aproximadamente 0,02 para $\gamma \approx 2\%$, no artigo, a curva S100/25 parte de cerca de 0,85 e mantém-se próxima de 0,65 nas deformações mais elevadas. Na borracha pura, a dissertação regista valores entre 0,65 e 0,24 para a mesma gama de deformações, ao passo que no artigo a curva R100/25 parte de cerca de 1,1 e desce apenas ligeiramente até 1,0, o que traduz uma degradação muito mais suave. Estas discrepâncias decorrem das diferenças metodológicas entre os dois trabalhos: a coluna ressonante cobre o domínio elástico do material, com deformações entre 0,0001% e 1%, ao passo que o corte simples cíclico opera numa gama de deformações mais elevadas, entre 0,02% e 3%, onde o material já se encontra em fase de degradação avançada. Uma vez que $G/G_{\max}$ diminui com o aumento da deformação, os valores obtidos na dissertação são necessariamente mais baixos do que os do artigo de referência. Importa ainda referir uma limitação metodológica específica do ensaio de corte simples cíclico: o módulo de distorção inicial $G_{\max}$ e o módulo secante G são obtidos em fases separadas, o $G_{\max}$ é determinado pelos *bender elements* inicialmente durante a consolidação, e o módulo secante G é obtido na fase de degradação da rigidez onde ocorrem mudanças de amplitude. Isto impede a construção direta do rácio $G/G_{\max}$ com base em medições simultâneas, ao contrário do que acontece na coluna ressonante, onde ambos os parâmetros são determinados no mesmo ensaio.

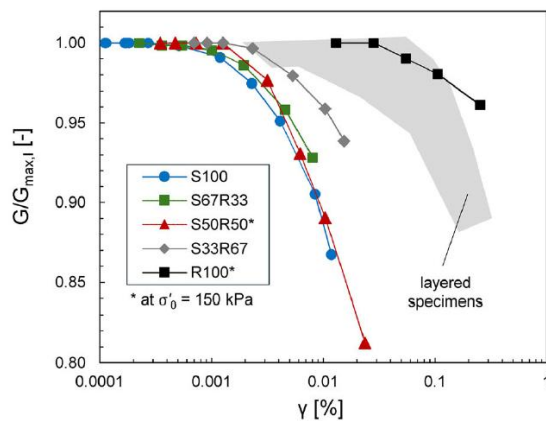


Figura 75 - Degradação da rigidez $G/G_{max,I}$ em função da deformação de corte (γ) na Fase I, para as diferentes composições a 150 kPa (Kowalska & Vrettos, 2024).

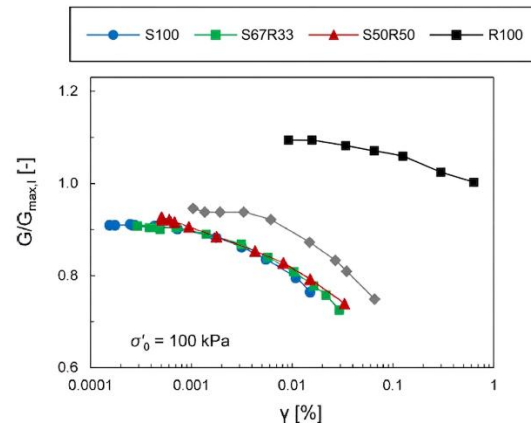


Figura 76 - Degradação da rigidez $G/G_{max,I}$ em função da deformação de corte (γ) na Fase II, para as diferentes composições a 100 kPa (Kowalska & Vrettos, 2024).

A comparação entre os resultados da Fase I e da Fase II do artigo em estudo revela diferenças relevantes no comportamento dos materiais. Na Fase I, representada na Figura 75, todos os provetes partem de valores de G/G_{max} próximos de 1,0 resultado esperado, dado que o material se encontra no estado inicial, sem historial de carregamento prévio. As misturas homogêneas degradam-se de forma semelhante à areia pura, ao passo que a borracha pura apresenta uma degradação claramente mais acentuada.

Na Fase II, representada na Figura 76, o comportamento é notoriamente diferente. As misturas homogêneas e a areia pura partem de valores inferiores a 1,0, o que reflete a perda de rigidez induzida pelo historial de carregamento da Fase I. A borracha pura, pelo contrário, parte de valores superiores a 1,0, comportamento atribuído ao fenómeno de creep, que promove uma redução da porosidade e o consequente aumento da rigidez entre fases.

Este contraste entre areia e borracha é relevante para a presente dissertação, pois demonstra que o historial de carregamento influencia de forma distinta as propriedades dinâmicas de cada material, um aspeto a ter em conta na interpretação dos resultados obtidos.

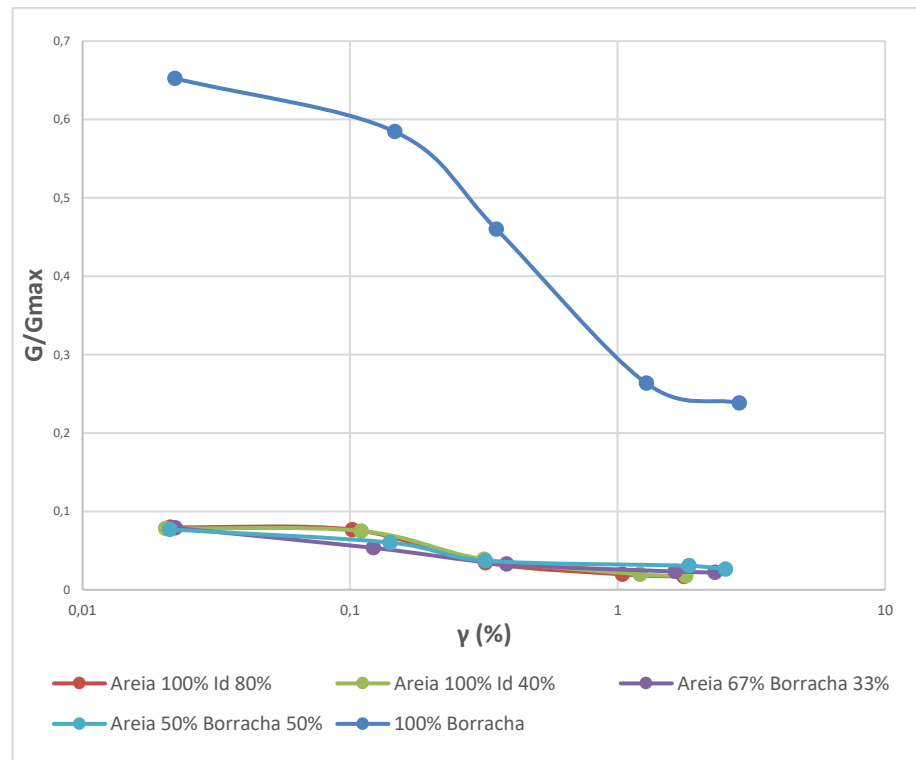


Figura 77 - $G/G_{\max}$ vs Distorção γ a 25 kPa, (bender elements).

Os resultados obtidos na presente dissertação, representados na Figura 77, foram obtidos nas condições mais próximas da Fase II do artigo, nomeadamente a 25 kPa na fase de descarga. Embora uma comparação numérica direta não seja possível devido às diferenças metodológicas e de tensão de confinamento, é possível identificar padrões qualitativos comuns.

As misturas homogêneas areia-borracha apresentam uma degradação de rigidez muito semelhante à da areia pura, independentemente do nível de deformação ou das condições de ensaio, resultado coerente com o artigo em estudo. A borracha pura mantém-se claramente à parte das restantes composições, com valores de $G/G_{\max}$ mais elevados para pequenas deformações e uma degradação muito mais acentuada à medida que γ aumenta.

O facto de este comportamento relativo entre composições se manter tanto na coluna ressonante como no corte simples cíclico, e tanto na carga como na descarga, aponta para uma resposta robusta e independente das condições experimentais.

A Figura 78 ilustra a evolução do amortecimento D em função da deformação de corte (γ), obtida neste trabalho a 25 kPa na fase de descarga, para a areia pura ($I_d = 80\%$ e $I_d = 40\%$), para as misturas S67R33 e S50R50 e para a borracha pura. A Figura 79 do artigo em estudo representa a evolução do amortecimento para as amostras puras areia e borracha na Fase II, para vários níveis de tensão de confinamento.

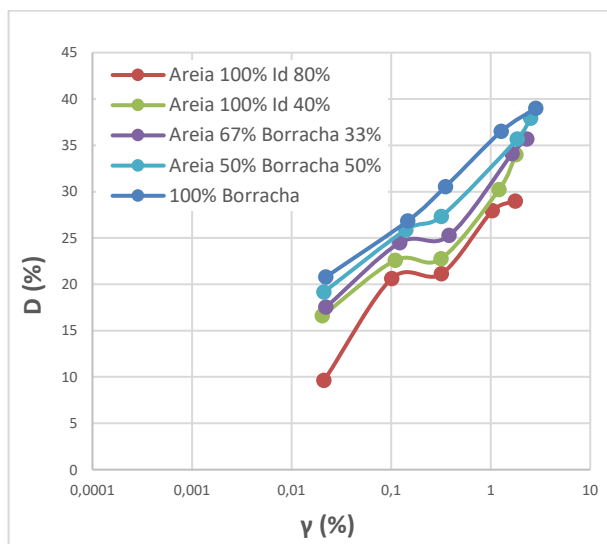


Figura 78 - Amortecimento D em função da deformação de corte (γ) a 25 kPa na fase de descarga, para as diferentes composições ensaiadas (corte simples cíclico).

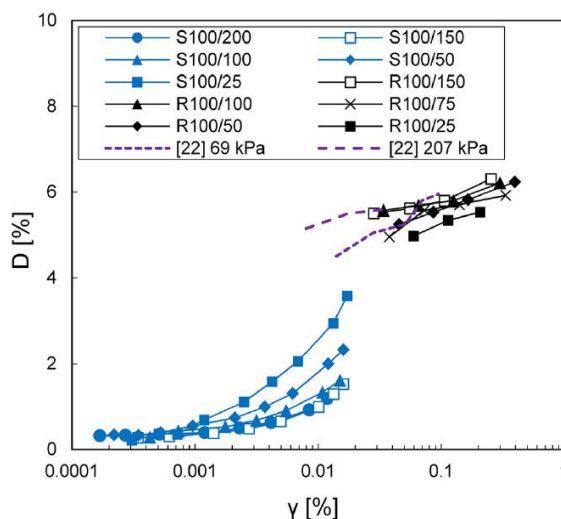


Figura 79 - Amortecimento D em função da deformação de corte (γ) na Fase II, para diferentes composições e níveis de tensão de confinamento (Kowalska & Vrettos, 2024).

Ambos os estudos evidenciam as mesmas tendências qualitativas, o amortecimento aumenta progressivamente com a deformação de corte em todas as composições, e a borracha pura apresenta valores de amortecimento superiores aos da areia pura em toda a gama de deformações analisada.

Os valores absolutos obtidos nos dois estudos são substancialmente distintos. Enquanto no artigo o amortecimento se mantém abaixo dos 8% ao longo de toda a gama de deformações, na presente dissertação os valores registados são consideravelmente mais elevados, entre 10% e 29% para a areia pura e entre 22% e 39% para a borracha pura. Esta diferença resulta de múltiplos fatores. A coluna ressonante opera numa gama de deformações muito mais reduzida (0,0001% a 0,1%) comparativamente ao corte simples cíclico (0,02% a 2,85%), o que justifica os valores de amortecimento significativamente mais elevados obtidos na presente dissertação. A baixa tensão de confinamento de 25 kPa implica menor confinamento entre partículas, o que favorece níveis de amortecimento mais elevados. A estes fatores acresce ainda o historial de carregamento a que o material foi sujeito durante a fase de carga, que pode ter alterado a estrutura interna do material e condicionado o amortecimento medido na descarga.

Para além destes fatores, os dois estudos determinam o amortecimento por métodos distintos. No artigo em estudo, a razão de amortecimento foi obtida pelo método de decaimento em vibração livre. Na presente dissertação, o amortecimento foi calculado a partir da área do laço da curva de histerese. Uma vez que o amortecimento é calculado por procedimentos distintos e medido em ensaios de natureza diferente, os valores numéricos não podem ser comparados diretamente. A comparação entre os dois estudos não pode, portanto, ser quantitativa, mas confirma-se um padrão comum, o amortecimento aumenta com o aumento da deformação de corte.

A comparação entre os resultados desta dissertação e os de Kowalska & Vrettos (2024) permite tirar conclusões relevantes sobre o comportamento dinâmico das misturas areia-borracha. Apesar das diferenças metodológicas *bender elements* e corte simples cíclico na dissertação, coluna ressonante no artigo, os padrões qualitativos observados são coerentes entre os dois estudos.

O módulo de distorção máximo aumenta com a tensão de confinamento e diminui com o teor de borracha em todas as composições ensaiadas. A borracha pura destaca-se sistematicamente das restantes, com os valores mais reduzidos de rigidez e os mais elevados de amortecimento, padrão que se mantém independentemente da metodologia, da tensão de confinamento ou da fase do ensaio. As misturas homogêneas areia-borracha revelam, em ambos os estudos, uma degradação de rigidez e níveis de amortecimento muito próximos dos da areia pura.

As diferenças nos valores absolutos, particularmente evidentes no amortecimento, decorrem das distintas gamas de deformação cobertas por cada metodologia e da diferença de tensão de confinamento. A coluna ressonante opera em regime de muito pequenas deformações, ao passo que o corte simples cíclico cobre uma gama significativamente mais alargada, o que se reflete diretamente nos níveis de amortecimento registados.

No conjunto, os resultados desta dissertação confirmam o mesmo padrão observado no estudo de referência, e ampliam o conhecimento do comportamento dinâmico das misturas areia-borracha para uma gama de deformações mais alargada.

6

CONCLUSÕES

A presente dissertação teve como objetivo a avaliação do comportamento dinâmico de misturas solo–borracha, com recurso a ensaios de corte simples cíclico combinados com a técnica de *bender elements*. Os resultados obtidos permitiram caracterizar a influência da incorporação de granulado de borracha nas propriedades dinâmicas das misturas areia–borracha, nomeadamente o módulo de distorção, o amortecimento e a degradação da rigidez.

De forma geral, os resultados obtidos foram consistentes com o esperado à luz da literatura existente. A incorporação de borracha na mistura conduziu a uma redução progressiva da rigidez, traduzida na diminuição do módulo de distorção inicial $G_{\max}$ e do módulo secante G com o aumento do teor de borracha. Este comportamento foi observado para todas as tensões de confinamento analisadas e em todas as composições ensaiadas.

No que respeita ao amortecimento, verificou-se um aumento progressivo do coeficiente de amortecimento histerético D com o aumento do teor de borracha e com o aumento da amplitude de deformação. A borracha pura destacou-se claramente das restantes composições, com os valores de amortecimento mais elevados em toda a gama de deformações analisada, o que confirma a sua elevada capacidade de dissipação de energia.

A análise do rácio $G/G_{\max}$ evidenciou que a borracha pura, destaca-se claramente das restantes composições, com valores de $G/G_{\max}$ superiores das restantes amostras. Este resultado indica que a borracha pura conserva uma parcela considerável da sua rigidez inicial ao longo de toda a gama de distorções ensaiada. As misturas homogêneas areia–borracha revelaram uma degradação de rigidez próxima da areia pura, com valores de $G/G_{\max}$ muito reduzidos. Este resultado sugere que, para estas composições, as deformações mobilizadas durante o ensaio são já suficientemente elevadas para provocar uma degradação significativa do módulo de distorção.

A comparação com os resultados de Kowalska e Vrettos (2024), obtidos por ensaios de coluna ressonante com os mesmos materiais, permitiu validar qualitativamente os resultados desta dissertação. Os padrões observados são consistentes entre os dois estudos, confirmando que a adição de borracha reduz a rigidez e aumenta o amortecimento das misturas. As diferenças nos valores absolutos, particularmente evidentes no amortecimento, são justificadas pelas distintas gamas de deformação cobertas por cada técnica experimental, pelo nível de tensão de confinamento adotado e pelas diferentes metodologias utilizadas.

Em termos globais, os resultados desta dissertação reforçam o potencial das misturas solo–borracha como solução para a melhoria do comportamento dinâmico de solos em contextos de engenharia geotécnica, nomeadamente na mitigação de vibrações e na redução da suscetibilidade à liquefação. A utilização de resíduos de borracha provenientes de pneus em fim de vida acrescenta ainda uma vertente de sustentabilidade a esta solução, alinhada com os princípios da economia circular e com as metas ambientais definidas a nível europeu.

Para trabalhos futuros, sugere-se a extensão do programa experimental a outras composições com diferentes percentagens de borracha e uma gama mais alargada de tensões de confinamento, bem como a utilização de técnicas complementares que permitam cobrir uma gama de deformações mais alargada, com vista a aprofundar a caracterização do comportamento dinâmico destas misturas e a consolidar a base de conhecimento científico nesta área.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, É. J. A. (2012). *Estudo Das Condições de Liquefação da Areia de Coimbra em triaxial estático e cíclico* [Faculdade de Engenharia universidade do Porto]. <http://www.fe.up.pt>
- Anastasiadis, A., Senetakis, K., & Pitilakis, K. (2012). Small-Strain Shear Modulus and Damping Ratio of Sand-Rubber and Gravel-Rubber Mixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(2), 363–382. <https://doi.org/10.1007/s10706-011-9473-2>
- Arulnathan, Boulanger, R., & R. W. Riemer, M. F. (1998). Analysis of bender element tests. *Geotechnical Testing Journal*, 21(2), 120–131.
- Castro, G., & Poulos, S. J. (1977). Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, (GT6), 501–516.
- Castro, J. (2015). *Melhoramento de um solo arenoso por ativação alcalina*. <http://www.fe.up.pt>
- Costa, P. M. B. A. (2011). *Vibrações do Sistema Via-Macizo Induzidas por Tráfego Ferroviário. Modelação Numérica e Validação Experimental*.
- European Commission. (2020). *Communication from the Commission to the European Parliament, the Council, the European Economic and Social Committee and the Committee of the Regions – A new Circular Economy Action Plan: For a cleaner and more competitive Europe*.
- European Commission. (2024, November 13). *End-of-life tyres: From waste to a valuable resource*. CORDIS – EU Research Results.
- European Tyre and Rubber Manufacturers' Association. (2021). *End-of-Life Tyre Recover – Absolute numbers and percentages*.
- Feng, Z.-Y. S., & Kevin G. (2000). Dynamic Properties of Granulated Rubber Sand Mixtures. *Geotechnical Testing Journal*, (3), 338–344.
- Fernandes, M. de M. (2015). *Mecânica dos Solos - Volume 2* (FEUP, Vol. 2).
- Fernandes, M. de M. (2017). *Mecânica dos Solos- Conceitos e Princípios Fundamentais* (Isabel Pacheco U.Porto Press, Ed.; 5 edição, Vol. 1).
- Ferreira, C. M. da F. (2003). *Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ferreira, C. M. da F. (2009). *The Use of Seismic Wave Velocities in the Measurement of Stiffness of a Residual Soil*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- FrWiki. (2026, March 10). *Séisme de 1964 à Niigata*.
- Hardin, B. O. (1965). The nature of damping in sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 91(SM1), 63–97.
- 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).
- Hardin, & Drnevich, V. P. (1972b). *Shear-Modulus-and-Damping-in-Soils-Design-Equations-and-Curves*.
- Jardine, R. J., Potts, D. M., FOURIET, A. B., & Burland, J. B. (1986). *Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction* (Vol. 36, Number 3).

- Jovicic, V., Coop, M. R., & Simic, M. (1996). *Objective criteria for determining Gmax from bender element tests*.
- Kokusho. (1980). *NII-Electronic Library Service Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range*.
- Kowalska, M., & Vrettos, C. (2024a). Effect of layering and pre-loading on the dynamic properties of sand-rubber specimens in resonant column tests. *Acta Geotechnica*, 20(2), 607–624. <https://doi.org/10.1007/s11440-024-02398-6>
- Kowalska, M., & Vrettos, C. (2024b). Effect of layering and pre-loading on the dynamic properties of sand-rubber specimens in resonant column tests. *Acta Geotechnica*, 20(2), 607–624. <https://doi.org/10.1007/s11440-024-02398-6>
- Lopes, M. (2009). *Sismos e Edifícios* (Editora ORION).
- Marcos, F. (2016). *Estudo do Comportamento Dinâmico de Mistura de solos com resíduos de Borracha* [Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto]. <http://www.fe.up.pt>
- Mendonça, F. dos R. de S., Silva, J. G. S., & Sieira, A. C. C. F. (2015). *Avaliação do Efeito da Interação Solo-Estrutura Sobre a Resposta Estrutural de Edifícios Mistos*.
- Menezes, M. A. A. M. (2023). *Determinação Experimental do Amortecimento de Misturas de Areia com Resíduos de Borracha* [Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto]. <http://www.fe.up.pt>
- Moreira, A. R. M. O. (2015). *Experimental Determination of soil Damping* [Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto]. <http://www.fe.up.pt>
- Nakhaei, A., Marandi, S. M., Sani Kermani, S., & Bagheripour, M. H. (2012). Dynamic properties of granular soils mixed with granulated rubber. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, 124–132. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.07.026>
- Perez, S. (2016, May 13). *Incêndio atinge maior depósito de pneus da Europa* . Exame.
- Pinto, J. P. da C. (2016). *Determinação experimental do amortecimento de misturas de areia com resíduos de borracha*. Faculdade de Engenharia Da universidade do Porto.
- Rios, S., Kowalska, M., & Viana da Fonseca, A. (2021). Cyclic and Dynamic Behavior of Sand–Rubber and Clay–Rubber Mixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(5), 3449–3467. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01704-3>
- Rocha, B. (2012). *Estudo do risco de liquefação das areias de Aveiro a partir de ensaios SCPTU e SDMT*. [Master’s Thesis]. Universidade de Aveiro.
- Sanches, S. I. D. P. (2012). *Reforço de Solos Moles de Fundação de aterro em Deep Soil Mixing. Modelação de Caso de Estudo* [Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto]. <http://www.fe.up.pt>
- Santamarina, J. C., Katherine, A. K., & Moheb, A. F. (2001). *Soils and Waves: Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring*.
- Santiago, D. (2016, May 13). *Incêndio em Espanha consome maior cemitério de pneus da Europa*. RTP Notícias .
- Shutterstock. (2025). *Classificação das ondas*. Brasil Escola .

- Viana Da Fonseca, A., Ferreira, C., & Fahey, M. (2009). *A Framework Interpreting Bender Element Tests, Combining Time-Domain and Frequency-Domain Methods*. www.astm.org
- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (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*, 123(10), 817–833.