

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE

Corso di Laurea Magistrale in

Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

**Valutazione semplificata di vulnerabilità sismica
di ponti monocampata in c.a.**

Relatore: Ch.mo Prof. Claudio Modena

Correlatore: Ing. Giovanni Tecchio

Laureanda: Alessia Miotto

Anno Accademico 2013-2014

Ai miei genitori,

A Fabio

INDICE

INTRODUZIONE.....	1
CAPITOLO 1. I SISTEMI DI BRIDGE MANAGEMENT.....	7
1.1 Definizione e caratteristiche di un BMS.....	8
1.2 Una procedura per la valutazione delle condizioni del ponte.....	12
1.3 I Bridge Management Systems in Italia.....	13
1.3.1 DOMUS.....	14
1.3.2 SIOS.....	20
1.3.3 I.Br.I.D.....	22
1.4 I Bridge Management Systems in Europa.....	35
1.4.1 Brime.....	36
1.4.2 Danbro ed Eirspan.....	40
1.4.3 Iqoa.....	46
1.5 I Bridge Management Systems in America.....	51
1.6 I Bridge Management Systems in Giappone.....	53
CAPITOLO 2. IL PROBLEMA SISMICO.....	57
2.1 Elementi di sismicità.....	58
2.2 Gli accelerogrammi.....	61
2.3 Gli spettri di risposta elastici.....	63
2.3.1 Spettro elastico di progetto.....	66
2.4 Pericolosità sismica.....	68
2.4.1 Le Norme Tecniche per le Costruzioni.....	74

2.5 L'approccio alla progettazione sismica.....	80
2.6 Metodi di analisi e verifica della risposta strutturale.....	83
2.6.1 Analisi statica lineare.....	84
2.6.2 Analisi dinamica lineare.....	85
2.6.2.1 Analisi modale spettrale.....	85
2.6.2.2 Analisi time history.....	86
2.6.3 Analisi statica non lineare.....	87
2.6.4 Analisi dinamica non lineare.....	88
CAPITOLO 3. L'EFFETTO SISMICO SUI PONTI.....	90
3.1 Cause di danno sui ponti.....	91
3.1.1 Sottostima degli spostamenti.....	91
3.1.2 Sottostima delle forze sismiche.....	94
3.1.3 Mancata considerazione delle riserve plastiche.....	98
3.2 Criteri di progetto.....	100
CAPITOLO 4. I PONTI MONOCAMPATA IN C.A.....	102
4.1 Struttura di un ponte monocampata.....	104
4.2 Elementi costitutivi di un ponte.....	105
4.2.1 Le fondazioni.....	105
4.2.2 Le spalle.....	107
4.2.3 Le pile.....	109
4.2.4 Gli appoggi.....	112
4.2.5 L'impalcato.....	113
4.2.6 I giunti.....	114

4.3 Il Database.....	116
4.3.1 Le classi omogenee.....	118
CAPITOLO 5. I DISPOSITIVI DI APPOGGIO.....	122
5.1 Tipologie e caratteristiche degli appoggi.....	123
5.2 Disposizioni generali per gli appoggi.....	128
5.3 Materiali più utilizzati per gli appoggi.....	129
5.3.1 Gli appoggi in gomma.....	129
5.3.2 Gli appoggi in acciaio.....	132
5.3.3 Gli appoggi PTFE.....	132
5.4 Le tipologie di appoggi più diffuse.....	133
5.4.1 Appoggi ad attrito.....	134
5.4.2 Appoggio elastomerico semplice.....	136
5.4.3 Appoggio elastomerico con vincoli.....	137
5.4.4 Appoggio elastomerico con parti mobili o scorrevoli.....	140
5.4.5 Appoggi in acciaio.....	143
5.4.5.1 Appoggio oscillante a contatto lineare.....	143
5.4.5.2 Appoggio oscillante a contatto lineare con parte scorrevole.....	145
5.4.5.3 Appoggio metallico a disco elastomerico.....	146
5.4.5.4 Appoggio a disco elastomerico con parte scorrevole.....	147
5.4.5.5 Appoggio a contatto puntiforme.....	148
5.4.5.6 Appoggio a rullo.....	149
5.4.6 I ritegni.....	150
CAPITOLO 6. ANALISI PARAMETRICA DI VULNERABILITA’ SISMICA DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO.....	152
6.1 Analisi dei carichi.....	153

6.1.1	Peso proprio della struttura (G_1).....	154
6.1.2	Carichi permanenti non strutturali (G_2).....	155
6.1.3	Azioni variabili da traffico (Q_1).....	156
6.2	Appoggi ad attrito.....	162
6.3	Appoggi in acciaio.....	168
6.3.1	Appoggio a perno.....	170
6.3.2	Appoggio oscillante a contatto lineare.....	173
6.3.3	Appoggio a rullo.....	177
6.4	Appoggi in neoprene.....	180

CAPITOLO 7. ANALISI PARAMETRICA DI VULNERABILITA' SISMICA DELLE SPALLE.....185

7.1	Definizione dei parametri rappresentativi.....	186
7.2	Dati geometrici e fisici della spalla.....	187
7.3	Definizione dell'azione sismica sulla spalla.....	190
7.4	Definizione della spinta statica del terreno.....	195
7.5	Definizione della spinta dinamica del terreno.....	196
7.6	Calcolo delle azioni sollecitanti.....	200
7.7	Valutazione del taglio resistente alla base.....	200
7.8	Valutazione del momento resistente alla base.....	206
7.9	Rappresentazione grafica dei risultati ottenuti.....	207

CAPITOLO 8. VULNERABILITA' SISMICA E PERFORMANCE LEVELS.....208

8.1	Pericolosità, esposizione e vulnerabilità.....	209
8.2	Definizione dei livelli di danno.....	210
8.3	Performance levels per gli appoggi.....	212

8.3.1 Performance levels per gli appoggi ad attrito.....	213
8.3.2 Performance levels per gli appoggi in acciaio.....	213
8.3.3 Performance levels per gli appoggi in neoprene.....	215
8.4 performance levels per i danni alle spalle.....	217
8.4.1 Performance level per la rottura a taglio.....	217
8.4.2 Performance level per la rottura a flessione.....	217
CAPITOLO 9. CURVE DI FRAGILITA’.....	219
9.1 Costruzione e impiego delle curve di fragilità.....	220
9.2 Definizione delle curve di fragilità.....	221
9.3 Curve di fragilità per i ponti master.....	226
9.3.1 Scelta dei ponti master.....	226
9.3.2 Curve di fragilità per il Ponte “Via Diaz”.....	230
9.3.3 Curve di fragilità per il Ponte “Torrente Maè I”.....	233
9.3.4 Curve di fragilità per il Ponte “Cavalcavia S.P. 62”.....	237
CAPITOLO 10. PROCEDURA SEMPLIFICATA PER VALUTARE LA VULNERABILITA’ SISMICA.....	242
10.1 Valutazione TSR statico per i ponti master.....	243
10.2 Definizione dell’azione sismica di progetto.....	258
10.3 Algoritmo per la valutazione TSR seismic.....	263
10.4 Valutazione TSR seismic per i ponti master.....	267
10.5 Procedura per la valutazione semplificata di vulnerabilità sismica.....	271
CONCLUSIONI.....	273

APPENDICI.....277

APPENDICE A.....279

APPENDICE B.....317

BIBLIOGRAFIA.....355

RINGRAZIAMENTI

INDICE DELLE FIGURE

CAPITOLO 1

Fig. 1.1 “Modello di struttura di un Bridge Management System”	9
Fig. 1.2 “I due processi di ottimizzazione”	11
Fig. 1.3 “Esempio di una scheda contenuta nel catalogo difetti DOMUS”	16
Fig. 1.4 “Tabella dei coefficienti K_1 ”	18
Fig. 1.5 “Interfaccia I.Br.I.D. nel sito http://ibrid.dic.unipd.it ”	23
Fig. 1.6 “Scheda anagrafica e scheda dati tecnici contenuta nel database”	23
Fig. 1.7 “Diagramma di impostazione del database”	24
Fig. 1.8 “Esempio di foglio dati contenuto nel database”	28
Fig. 1.9 “Paesi europei aderenti al progetto Brime”	37
Fig. 1.10 “Schema di funzionamento del database DANBRO”	41
Fig. 1.11 “Scheda di ispezione tipo”	48
Fig. 1.12 “Classificazione dei componenti”	49
Fig. 1.13 “Schema di riassunto ispezione visiva”	49
Fig. 1.14 “Schema per la valutazione dello stato di danno”	50
Fig. 1.15 “Step per la creazione di un piano di mantenimento”	56

CAPITOLO 2

Fig. 2.1 “Propagazione delle diverse tipologie di onde generate dal sisma”	60
Fig. 2.2 “Propagazione delle onde di taglio”	61
Fig. 2.3 “Esempio di spettro elastico di risposta”	67
Fig. 2.4 “Spettro elastico di progetto definito come involucro di due spettri elastici di progetto	67
Fig. 2.5 “Classificazione sismica del territorio nazionale del 1984”	69
Fig. 2.6 “Classificazione sismica del territorio nazionale secondo l’OPCM 3274”	70
Fig. 2.7 “Mappa di pericolosità sismica nazionale secondo OPCM 3519”	72
Fig. 2.8 “Suddivisione dei comuni per zona sismica”	73
Fig. 2.9 “Classificazione sismica del territorio italiano al 2012 secondo il Dipartimento della Protezione Civile”	75

Fig. 2.10 “Mappe di pericolosità sismica del territorio italiano per diversi valori di probabilità di superamento in un periodo di riferimento di 50 anni espresse in termini di PGA su suolo rigido”	79
Fig. 2.11 “Comportamento delle strutture in un legame tensione-deformazione”	81
Fig. 2.12 “Esempio di formazione di cerniere plastiche per grandi spostamenti”	82

CAPITOLO 3

Fig. 3.1 “Lunghezza inadeguata delle sedi di appoggio”	92
Fig. 3.2 “Perdita di appoggio con scivolamento dell’impalcato”	93
Fig. 3.3 “Martellamento della sovrastruttura contro la spalla”	93
Fig. 3.4 “Martellamento tra due sezioni d’impalcato per effetto dell’errato dimensionamento del giunto strutturale”	94
Fig 3.5. “Distribuzione dei momenti flettenti per effetto della combinazione dei carichi statici e dell’azione sismica”	95
Fig. 3.6 “Rottura per taglio delle pile - Terremoto Loma Prieta 1989”	96
Fig. 3.7 “Rottura per flessione delle pile - Terremoto Kobe 1995”	96
Fig. 3.8 “Rottura e conseguente schiacciamento delle pile - Terremoto Northridge 1994”	97
Fig. 3.9 “Rottura per taglio delle pile ed incipiente ribaltamento - Terremoto Chi - Chi 1999”	97
Fig. 3.10 “Punzonamento di una pila attraverso la sede stradale della Route 1, nell’area di Watsonville durante il terremoto di Loma Prieta del 1989” ...	98
Fig. 3.11 “Rottura diffusa causata da un comportamento fragile delle strutture”	100

CAPITOLO 4

Fig. 4.1 “Schema tipico di un ponte a campata singola”	104
Fig. 4.2 “Esempi di altri schemi statici per un ponte a campata singola”	105
Fig. 4.3 “Schema di una spalla a pareti sottili con sperone”	108
Fig. 4.4 “Schema di una pila da ponte”	110
Fig. 4.5 “Esempi di appoggi binati”	111
Fig. 4.6 “Esempio di un giunto di dilatazione”	115
Fig. 4.7 “Suddivisione dei ponti monocampata in c.a. in classi omogenee in funzione del tipo di appoggio”	119

CAPITOLO 5

Fig. 5.1 “Classificazione degli appoggi in funzione dei movimenti permessi”	123
Fig. 5.2 “Disposizione appoggio fisso per impalcati di media lunghezza”	124
Fig. 5.3 “Disposizione appoggio fisso per impalcati di lunghezza superiore a 1km”	124
Fig. 5.4 “Disposizione appoggi per un impalcato stretto”	125
Fig. 5.5 “Disposizione per un impalcato largo”	125
Fig. 5.6 “Disposizione appoggi per un impalcato con asse curvo”	126
Fig. 5.7 “Disposizione appoggi per un impalcato lungo con asse curvo”	126
Fig. 5.8 “Appoggio costituito da strati di gomma e lamierini d’acciaio”	130
Fig. 5.9 “Sistemi di riferimento adottati per la valutazione delle caratteristiche dei principali tipi di appoggi”	133
Fig. 5.10 “Orientazione sistema di riferimento rispetto alla struttura completa”	134
Fig. 5.11 “Appoggio elastomerico armato”	136
Fig. 5.12 “Appoggio elastomerico con vincoli di fissaggio per un asse”	138
Fig. 5.13 “Appoggio elastomerico con vincoli di fissaggio per due assi”	139
Fig. 5.14 “Appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile unidirezionale”	140
Fig. 5.15 “Appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale”	141
Fig. 5.16 “Appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale e vincolo per due assi”	142
Fig. 5.17 “Appoggio oscillante a contatto lineare con perno di taglio”	144
Fig. 5.18 “Appoggio oscillante a contatto lineare con parte scorrevole mobile multidirezionale”	145
Fig. 5.19 “Appoggio a disco elastomerico”	146
Fig. 5.20 “Appoggio a disco elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale”	147
Fig. 5.21 “Appoggio a contatto puntiforme”	148
Fig. 5.22 “Appoggio a rullo”	149
Fig. 5.23 “Ritegno fisso in acciaio”	150

CAPITOLO 6

Fig. 6.1 “Schemi delle due piattaforme stradali considerate”	154
Fig. 6.2 “Esempio di numerazione delle corsie convenzionali”	156

Fig. 6.3 “Schemi di carico 1-5”	160
Fig. 6.4 “Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie”	161
Fig. 6.5 “Definizione dello spostamento limite”	163
Fig. 6.6 “Modello di disposizione degli appoggi utilizzato sia per il dimensionamento sia per la valutazione dell’accelerazione di crisi.....	169
Fig. 6.7 “Dimensione del raggio del perno al variare della luce dell’impalcato”	170
Fig. 6.8 “Dispositivo di appoggio oscillante a contatto lineare”	173
Fig. 6.9 “Schema delle forze che causano la crisi per taglio dell’appoggio”	174
Fig. 6.10 “Schema della superficie di contatto totale considerata nell’appoggio”	178
Fig. 6.11 “Schema appoggio in neoprene”	182
Fig. 6.12 “Scorrimento angolare”	183

CAPITOLO 7

Fig. 7.1 “Modello utilizzato per valutare il comportamento della spalla”	190
Fig. 7.2 “Caratteristiche terreno di tipo B secondo EC8 par. 3.1.2”	191
Fig. 7.3 “Spettro di risposta elastico raccomandato per terreni da A a E ($\xi=5\%$)”	192
Fig. 7.4 “Valori dei periodi T_B , T_C e T_D che descrivono la forma dello spettro”	193
Fig. 7.5 “Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di tipo T1”	194
Fig. 7.6 “Valori dei parametri di controllo aggiuntivi per lo spettro di risposta elastico raccomandato di tipo T1”	194
Fig. 7.7 “Coefficienti di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito”	198

CAPITOLO 8

Fig. 8.1 “Appoggi in neoprene con connessioni all’impalcato”	216
--------------------------------------------------------------------	-----

CAPITOLO 9

Fig. 9.1 “Impiego delle curve di fragilità”	221
Fig. 9.2 “Capacità del ponte nel caso di scorrimento dell’impalcato”	224
Fig. 9.3 “Valori tipici del coefficiente K_{3D} secondo Basöz e Mander”	225

CAPITOLO 10

Fig. 10.1 “Catalogo degli elementi da analizzare”	244
---------------------------------------------------------	-----

Fig. 10.2 “Vista frontale del ponte Via Diaz”	245
Fig. 10.3 “La superficie stradale e le barriere di protezione”	245
Fig. 10.4 “ La soletta d’impalcato”	246
Fig. 10.5 “Vista dell’intradosso dell’impalcato”	246
Fig. 10.6 “Particolare della soletta con distacco del copriferro ed esposizione delle barre di armatura”	247
Fig. 10.7 “Particolare del giunto con presenza di fessure estese”	247
Fig. 10.8 “Vista laterale del ponte Torrente Maè I”	249
Fig. 10.9 “Il graticcio di travi che sorregge la soletta”	249
Fig. 10.10 “Particolare dello stato di degrado di una singola trave”	250
Fig. 10.11 “Particolare del giunto e del sistema di drenaggio delle acque”	250
Fig. 10.12 “ Particolare della pavimentazione stradale con usura evidente”	251
Fig. 10.13 “Particolare del giunto di espansione in testa all’impalcato”	251
Fig. 10.14 “Particolare del sistema di appoggio mediante dispositivi in acciaio”	252
Fig. 10.15 “Particolare dello stato delle travi che reggono la soletta”	252
Fig. 10.16 “Particolare dell’intradosso della soletta dell’impalcato che presenta estesa fessurazione e barre scoperte”	253
Fig. 10.17 “Cordoli esterni e barriere di protezione”	253
Fig. 10.18 “Particolare del cordolo evidentemente danneggiato”	254
Fig. 10.19 “Particolare della pavimentazione stradale”	254
Fig. 10.20 “Vista del ponte Cavalcavia S.P. 62”	256
Fig. 10.21 “Particolare del graticcio di travi”	256
Fig. 10.22 “Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato”	259
Fig. 10.23 “Vita nominale per diversi tipi di opere”	260
Fig. 10.24 “Valori del coefficiente d’uso in funzione della classe d’uso”	261

INDICE DELLE TABELLE

CAPITOLO 1

Tabella 1.1 “Tabella dell’indice CV”	25
Tabella 1.2 “Tabella di conversione dell’indice CV in CF”	25
Tabella 1.3 “Tabella del fattore LF e del peso W”	26
Tabella 1.4 “Tabella del road type factor”	30
Tabella 1.5 “Tabella relativa al Traffic index (vehicles per day)”	30
Tabella 1.6 “Tabella Network bridge importance”	31
Tabella 1.7 “Tabella relativa a Age factor”	31
Tabella 1.8 “Tabella relativa a livelli di efficienza e urgenza di intervento per elementi del ponte.....	32
Tabella 1.9 “Tabella relativa e livelli di efficienza e urgenza d’intervento per l’intero ponte.....	34
Tabella 1.10 “Elenco dei componenti presenti in un ponte”	44
Tabella 1.11 “Definizione delle condizioni dei componenti”	45

CAPITOLO 5

Tabella 5.1 “Caratteristiche fisiche e meccaniche della gomma”	131
Tabella 5.2 “Caratteristiche appoggio ad attrito”	135
Tabella 5.3 “Caratteristiche appoggio elastomerico”	137
Tabella 5.4 “Caratteristiche appoggio elastomerico con vincoli per un asse”	138
Tabella 5.5 “Caratteristiche appoggio elastomerico con vincoli per due assi”	139
Tabella 5.6 “Caratteristiche appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile unidirezionale”	140
Tabella 5.7 “Caratteristiche appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale”	141
Tabella 5.8 “Caratteristiche appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale e vincolo per due assi”	142
Tabella 5.9 “Caratteristiche appoggio oscillante a contatto lineare”	144
Tabella 5.10 “Caratteristiche appoggio oscillante a contatto lineare con parte scorrevole mobile multidirezionale”	145

Tabella 5.11 “Caratteristiche appoggio a disco elastomerico”.....	146
Tabella 5.12 “Caratteristiche appoggio a disco elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale”	147
Tabella 5.13 “Caratteristiche appoggio a contatto puntiforme”.....	148
Tabella 5.14 “Caratteristiche appoggio a rullo”	149
Tabella 5.15 “Caratteristiche di un ritegno fisso”.....	151

CAPITOLO 6

Tabella 6.1 “Valori dei carichi permanenti strutturali”.....	154
Tabella 6.2 “Valori dei carichi permanenti non strutturali”	156
Tabella 6.3 “Numero e larghezza delle corsie convenzionali”.....	157
Tabella 6.4 “Valori dei carichi variabili da traffico”	161
Tabella 6.5 “Valori dei carichi totali agenti sui due impalcati”.....	162
Tabella 6.6 “Caratteristiche dei due principali tipi di acciaio utilizzati”	168

CAPITOLO 9

Tabella 9.1 “Caratteristiche principali dei ponti master”.....	228
Tabella 9.2 “Parametri spettrali per i tre ponti master”	229
Tabella 9.3 “Caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati nei ponti master”	229
Tabella 9.4 “Caratteristiche dell’acciaio da armatura utilizzato nei ponti master”	230

CAPITOLO 10

Tabella 10.1 “Valori dei periodi di riferimento per le strutture da ponte, in anni”....	262
Tabella 10.2 “Valori del tempo di ritorno per le strutture da ponte, in anni”.....	262
Tabella 10.3 “Catalogo elementi per la valutazione del TSR seismic”.....	264
Tabella 10.4 “Condition Value per la valutazione del TSR seismic”.....	265
Tabella 10.5 “Condition Factor per la valutazione del TSR seismic”	265
Tabella 10.6 “Location Factor e Weight per la valutazione del TSR seismic”.....	265
Tabella 10.7 “Tabella relativa a livelli di efficienza e urgenza di intervento per l’intero ponte”	267

INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni, a causa soprattutto degli elevati tassi di deterioramento osservati nelle strutture, è diventata molto sentita la necessità di intervenire con manutenzioni e adeguamenti sulle strutture esistenti, piuttosto che intervenire costruendo nuove strutture. I problemi strutturali dovuti a corrosione, invecchiamento, durabilità, aggressività dell'ambiente, difetti dei materiali, mancanza di duttilità e comportamento imprevisto durante un evento sismico, possono compromettere significativamente la resistenza e la sicurezza delle strutture.

A questo si aggiunge il fatto che le risorse economiche a disposizione per recuperare le strutture esistenti sono limitate, pertanto occorre stabilire tra le diverse strutture presenti sul territorio un ordine di priorità d'intervento.

Per fornire supporto nella fase decisionale molti Paesi hanno creato dei sistemi di bridge management.

L'Italia possiede un enorme patrimonio di opere d'arte viarie, a causa essenzialmente dell'orografia tormentata del paese e di un sistema interno di trasporti basato principalmente sul sistema stradale.

La rete infrastrutturale, ferroviaria e stradale, presenta oggi un elevato grado di longevità e comporterà a breve-medio termine un'ingente richiesta di stanziamenti per interventi di manutenzione e ricostruzione.

In particolare i ponti si presentano oggi come elemento critico delle arterie infrastrutturali; con l'entrata in esercizio comincia, infatti, istantaneamente il suo processo di decadimento. Ne è testimonianza il fatto che nel settore delle costruzioni, ampio è l'impegno economico dedicato al risanamento e alla manutenzione dei ponti.

Il ponte, infatti, pur essendo concepito come opera che potrebbe avere una vita utile di circa cento anni, è soggetto a degrado dovuto a molti fattori quali l'aumento del traffico e delle velocità agenti (vedi fenomeni di fatica), le aggressioni ambientali, gli eventi eccezionali, i fenomeni lenti, che si sommano ad altre concause come difetti di progettazione o di realizzazione. Se a questo si aggiunge la cronica insufficienza della manutenzione, è facilmente spiegabile come una buona parte del patrimonio di opere presenti problemi legati a carenze strutturali o a obsolescenza funzionale. La velocità di deterioramento è arrivata ad essere del 50 % superiore a quella di costruzione, ovvero mentre si stanno costruendo due nuovi ponti, tre di quelli esistenti si stanno degradando. Le affermazioni precedenti sono confermate anche da uno studio di Yanev (1997) su 720 degli 860 ponti della città di New York.

Accanto ai fattori che influenzano la resistenza nei confronti delle azioni statiche del ponte, vi è in Italia un crescente interesse nell'analisi del problema sismico, dovuto principalmente ai recenti fatti di cronaca cui si è assistito nell'ultima decade.

Molti sono gli aspetti noti dell'attività sismica nel nostro paese, ma ancora scarsa è l'attività di prevenzione nei confronti di questo tipo di eventi.

Non solo in Italia però l'attenzione nei confronti del problema non si è ancora concretizzata in una procedura per la valutazione della vulnerabilità e la pianificazione di attività di prevenzione e adeguamento sismico delle strutture esistenti. Dall'analisi, infatti, dei diversi e numerosi sistemi di bridge management usati nel mondo, si è

osservato come nessuno di questi abbia integrato al suo interno l'analisi dell'aspetto sismico, ossia come nessuno di questi sistemi dia una misura né della tenuta del ponte quando questo sia soggetto ad un sisma né degli eventuali danni che questo potrebbe riportare.

Per questo si è deciso di occuparsi nel presente elaborato di costruire una procedura semplificata per la valutazione della vulnerabilità sismica di una struttura da ponte e di definire un algoritmo da poter integrare all'interno del sistema di bridge management I.Br.I.D.

L'obiettivo finale di questo lavoro è l'integrazione di un coefficiente che tratti il comportamento dinamico della struttura all'interno del suddetto sistema di bridge management, dove già si tratta il comportamento delle strutture da ponte da un punto di vista statico.

Un secondo obiettivo è la creazione di curve parametriche che riassumano le caratteristiche di danno riportate dalle strutture da ponte, in particolare spalle e appoggi, in presenza di un azione sismica con un'accelerazione compresa tra 0.1g e 0.5g, sfruttando solo la conoscenza del sito di ubicazione dell'opera e di alcuni parametri geometrici degli elementi.

Con questi abachi si vuole consentire a coloro che si occupano di adeguamento sismico di avere un'idea dello stato di fatto dell'opera prima dell'intervento, in modo da poter allocare le risorse economiche a disposizione dove vi è maggiore necessità. Inoltre si è cercato di realizzare degli abachi di facile interpretazione e di facile utilizzo; sono sufficienti, infatti, alcune informazioni di carattere geometrico e sui materiali per poter utilizzare agevolmente i grafici, e non si richiedono prove tecniche specifiche.

Il presente lavoro di tesi esplicita, innanzitutto, il concetto di Bridge Management system, focalizzandosi sugli elementi caratterizzanti un BMS e fornendo una descrizione dei principali sistemi sviluppati nel mondo negli ultimi decenni.

Successivamente si passa alla trattazione del problema sismico, con la definizione dei principali elementi che caratterizzano l'azione sismica, degli accelerogrammi e degli spettri di risposta e, infine, concentrandosi sul concetto di pericolosità sismica con particolare attenzione alla parte della normativa italiana che tratta quest'aspetto.

Il terzo capitolo tratta in modo dettagliato l'effetto sismico sui ponti, illustrando anche con il supporto di numerose fotografie molti dei possibili problemi cui può andare incontro una struttura da ponte quando sia soggetta ad un sisma, e fornendo i principali criteri progettuali da seguire per realizzare una struttura poco vulnerabile.

Il capitolo successivo descrive i ponti monocampata in c.a. e i principali elementi di cui sono costituiti. Per svolgere questo lavoro è stato, infatti, fondamentale l'uso di un database elettronico realizzato nell'ambito di una convenzione tra il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova e i due enti gestori più importanti: Veneto Strade S.p.A. e Viabilità S.p.A.. La maggior parte dei ponti all'interno di questo database è costituita da ponti monocampata in c.a., pertanto si è scelto questo come campione per le analisi di vulnerabilità sismica.

Nel capitolo quinto vengono trattati nel dettaglio tutti i principali dispositivi di appoggio, concentrandosi principalmente sulle tipologie oggetto di analisi, ossia appoggi ad attrito, appoggi in acciaio e appoggi in neoprene. Per ciascuno viene riportata un'immagine sintetica e una tabella che riassume le principali caratteristiche del dispositivo.

I capitoli sei e sette costituiscono la prima parte del lavoro di analisi di vulnerabilità sismica, in quanto mediante un'analisi statica equivalente parametrica è stato possibile ricavare degli abachi che forniscono una misura del danno per diversi valori di accelerazione al suolo. All'interno di questi capitoli viene riportata dettagliatamente l'analisi condotta prima per i dispositivi di appoggio e successivamente per le spalle.

Nel capitolo otto invece si procede alla definizione del concetto di vulnerabilità sismica e all'individuazione dei performance levels per appoggi e spalle; questo passaggio è fondamentale per poter trattare la costruzione delle curve di fragilità, di cui ci si occupa nel capitolo successivo.

Nel nono capitolo vengono, infatti, definite le curve di fragilità e viene illustrata la procedura empirica per la costruzione di queste. Inoltre vengono forniti degli esempi di curve di fragilità per tre ponti master scelti all'interno del database, uno per ciascuna delle tre classi omogenee individuate nel capitolo quattro.

Nel capitolo conclusivo viene illustrata una procedura semplificata per valutare la vulnerabilità sismica, che sarà poi testata sui tre ponti master insieme alla già codificata procedura per la valutazione del livello di affidabilità statica della struttura.

E' quindi possibile ottenere un confronto parallelo tra statica e sismica per i tre ponti master che fornisca un'indicazione sull'urgenza di un intervento di ripristino - miglioramento.

La definizione di un coefficiente e di una procedura che consentano di tener conto dell'affidabilità della struttura nei confronti delle azioni sismiche, permette agli enti gestori di avere a disposizione uno strumento per stabilire una priorità di interventi all'interno della rete, con l'obiettivo di ottimizzare l'allocazione delle risorse a disposizione.

Ad oggi, infatti, il criterio utilizzato per stanziare risorse economiche per l'adeguamento sismico è legato al concetto di pericolosità (misura dell'accelerazione attesa al suolo). Ciò non è corretto se si pensa che è la vulnerabilità sismica a dare un'effettiva misura delle conseguenze che una struttura può riportare.

Si può quindi affermare che “se non c'è vulnerabilità non c'è pericolosità” (G.M. Calvi, 2014), ed è pertanto la quantificazione della vulnerabilità l'elemento principale per stabilire se una struttura sia sicura o meno per un prefissato stato limite.

CAPITOLO 1

I SISTEMI DI BRIDGE MANAGEMENT

Negli ultimi decenni si è assistito ad una continua crescita dei volumi di traffico, specialmente per quanto riguarda i mezzi di trasporto su gomma e su rotaia, e parallelamente ad uno sviluppo di infrastrutture per favorire il trasporto pesante, ciò ha determinato in periodi recenti il considerevole deterioramento di parecchi ponti, che costituiscono uno degli elementi più vulnerabili delle reti stradali e ferroviarie.

Una diretta conseguenza di questo fenomeno è stata la crescente richiesta, a livello mondiale, di sviluppare dei metodi per la gestione dei ponti da parte degli enti predisposti al loro monitoraggio.

Molti paesi hanno intrapreso degli studi per lo sviluppo di bridge management systems (BMSs), con lo scopo di valutare le condizioni di un singolo manufatto all'interno dell'intera rete durante tutta la sua vita utile e, allo stesso tempo, ricavare informazioni utili all'allocazione delle risorse e alla definizione di politiche di gestione dell'intera rete di ponti.

Queste decisioni spesso dipendono da una combinazione di numerosi fattori tra cui: informazioni quantitative ottenute attraverso misurazioni, informazioni qualitative

ottenute mediante ricognizioni e ispezioni in loco, e conoscenze ingegneristiche circa l'intero sistema di ponti.

1.1 Definizione e caratteristiche di un BMS

Un BMS è un approccio sistematico e razionale per la gestione e l'adempimento di tutte quelle attività connesse con il mantenimento dei ponti a livello sia della singola opera d'arte sia dell'intera rete.

Questi metodi oltre ad avere un ruolo fondamentale nel monitoraggio delle condizioni del singolo manufatto, consentono agli enti gestori della rete di scegliere la soluzione ottimale, tra le numerose proposte, per la gestione del ponte.

I due principali obiettivi nell'utilizzo di un sistema di bridge management sono, infatti, evitare che si creino nuovamente in un futuro prossimo problemi simili a quelli analizzati, e consentire un allocamento ottimale delle risorse economiche per l'adeguamento e alla messa in sicurezza dei vari elementi che compongono la rete.

Per lo stanziamento dei fondi l'ente gestore ha bisogno di un BMS che combini insieme i trend storici e i modelli di previsione relativi al deterioramento passato e futuro del manufatto.

Un BMS pertanto è un sistema costituito da parecchi moduli che possono essere usati per la gestione della valutazione delle condizioni di un ponte sia a livello di rete sia a livello del singolo manufatto.

Il sistema deve essere realizzato in modo da contenere strumenti che consentano il suo utilizzo a vari livelli di valutazione e mantenimento: ispezione e inventario, pianificazione, esecuzione, gestione e allocamento risorse, previsioni e proiezioni.

Di seguito si riporta uno schema rappresentante la struttura di base di un BMS.

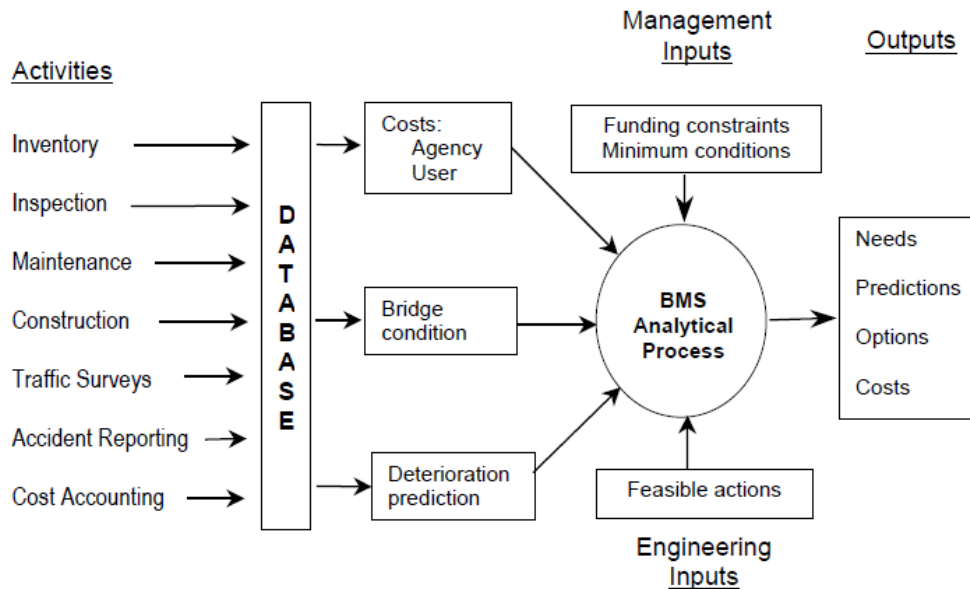


Figura 1.1: "Modello di struttura di un Bridge Management System"

Un BMS, in accordo con quanto suggeriscono le linee guida AASHTO¹, dovrebbe contenere le seguenti componenti basilari:

- un inventario dei dati;
- modelli di costo e di deterioramento;
- modelli di ottimizzazione per l'analisi;
- funzioni di aggiornamento.

L'elemento principale di ogni BMS è il database, all'interno del quale sono riportate tutte le informazioni relative all'identificazione (posizione geografica, strada, etc.), dati tecnici (geometria, materiale, sistema costruttivo, etc.), e dati sullo stato di mantenimento reperiti attraverso attività di indagine diretta, ispezione e monitoraggio.

¹ AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) è un ente non governativo americano, fondato nel 1914, con lo scopo di realizzare delle linee guida per la progettazione e la costruzione di strade e autostrade nel territorio statunitense.

A partire dal database, inserendo come input dati di natura gestionale, ingegneristica e modelli di deterioramento, è possibile ottenere una serie di possibili soluzioni per il manufatto, tra le quali scegliere quella ottimale.

I modelli di deterioramento consentono di prevedere le condizioni dell'elemento in ogni momento della vita e possono essere di natura deterministica o probabilistica. I principali utilizzati si basano sul modello probabilistico noto come "Markovian Chain process", che determina il processo di deterioramento a partire dalle condizioni attuali e senza fare riferimento allo storico dati sul ponte.

I modelli di costo permettono di ottenere due tipi costi differenti: il costo dell'intervento di mantenimento per recuperare l'elemento, oppure il risparmio dell'utente come risultato dell'intervento di restauro.

I modelli di ottimizzazione usano i risultati dei modelli di deterioramento e dei modelli di costo per determinare la migliore strategia di mantenimento attraverso un'analisi LCC (Life - Cycle Cost) o un'analisi equivalente.

L'ottimizzazione può essere di due tipi:

- top - down approach, dove budget e standard vengono combinati insieme per sviluppare varie opzioni di intervento, usate poi per pianificare i progetti;
- bottom - up approach; dove i progetti vengono sviluppati in conformità con gli standard fissati, e solo successivamente l'analisi dei costi condotta sul progetto viene comparata con il budget a disposizione e le eventuali costrizioni di budget determinano aggiustamenti negli standard o modifiche del progetto.

Di seguito si riporta un confronto tra due diagrammi che rappresentano la logica dei due approcci di ottimizzazione appena descritti.

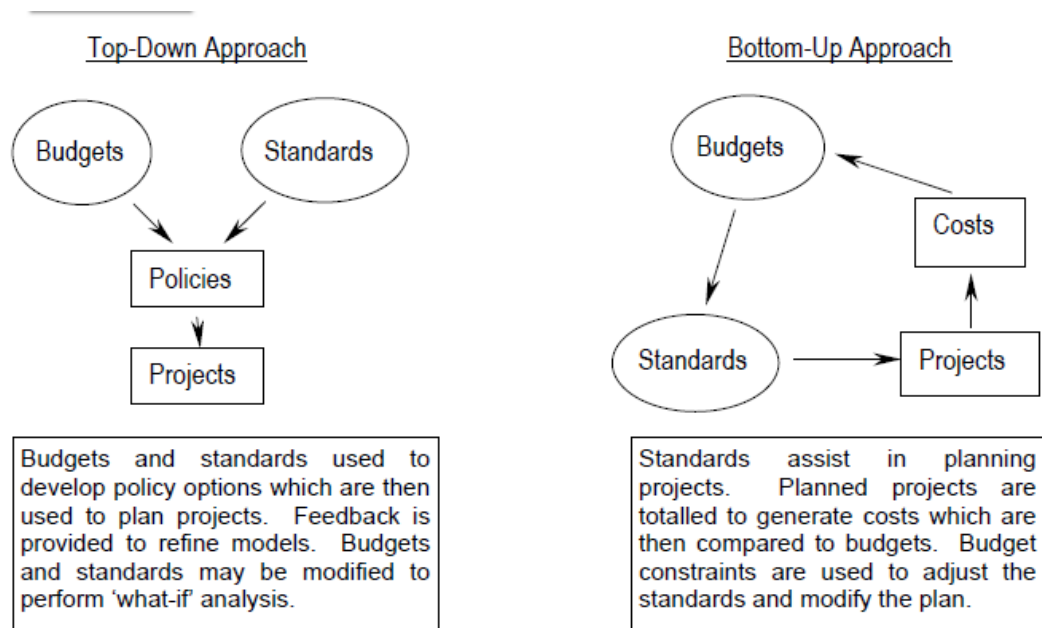


Figura 1.2: "I due processi di ottimizzazione"

L'approccio top-down è più rapido, ma richiede un largo campione di ponti per poter garantire che i risultati siano significativi.

L'approccio bottom-up invece funziona meglio per singole strutture piuttosto che per intere reti di ponti in quanto gli oneri computazionali richiesti per l'analisi sono elevati.

Infine vi sono le funzioni di aggiornamento che hanno considerevole importanza nelle attività di pianificazione e programmazione, e usano dati di input provenienti dall'attività di manutenzione attuale per sviluppare modelli di predizione sulle condizioni future del ponte e modelli di costo.

Tuttavia, affinché il risultato fornito da queste funzioni sia realistico, queste devono poter disporre di informazioni storiche riguardanti le condizioni del ponte e i costi di manutenzione.

1.2 Una procedura per la valutazione delle condizioni del ponte

Un BMS quindi include generalmente un database, un sistema d'ispezioni, una procedura di valutazione delle condizioni, una procedura di valutazione della capacità strutturale, un previsione sulle future condizioni della struttura, un sistema di valutazione dei costi e una procedura di pianificazione delle azioni di mantenimento.

Per quanto riguarda la procedura di valutazione delle condizioni di un singolo ponte sia a livello di intera struttura sia considerando singolarmente tutti gli elementi, strutturali e non, che lo compongono, possiamo individuare due livelli di analisi:

- il project - level che considera ogni singolo ponte come una struttura isolata, studiando il solo stato di mantenimento del ponte con lo scopo di ottenere informazioni sulla sua capacità residua;
- il network - level che considera invece l'intera rete con lo scopo di stabilire una priorità di interventi basandosi sia sulle condizioni del ponte sia sulla sua importanza nella rete.

Le informazioni fornite dai due livelli di analisi sono differenti.

Il primo fornisce informazione sulla condizione di tutti gli elementi strutturali e dei componenti del ponte, alla capacità di carico e alle parti strutturalmente più vulnerabili, all'attuale stato di deterioramento e una previsione futura, le esigenze di mantenimento e le strategie e i metodi per il mantenimento al fine di minimizzare i costi di mantenimento per l'intera vita utile del ponte.

Il secondo livello invece fornisce dei valori relativi a specifici parametri misurati come, ad esempio, il numero di ponti con restrizioni sui carichi, il numero di ponti sostituiti ogni anno e la condizione media dei ponti contenuti nel database. Fornisce inoltre il grado di conformità di questi parametri misurati con un set di valori di

riferimento, e il budget necessario per le azioni di mantenimento al fine di raggiungere un determinato grado di conformità.

1.3 I Bridge Management Systems in Italia

In Italia, a causa principalmente della morfologia del territorio, la rete ferroviaria e la rete stradale sono costituite da un numero rilevante di infrastrutture (ponti, viadotti, gallerie, etc.), che presentano tra loro una spiccata eterogeneità in termini di dimensioni, materiali, tipologia strutturale e procedure costruttive.

Inoltre occorre ricordare che l'età media dei ponti, soprattutto di quelli ferroviari, è relativamente elevata, pertanto essi sono soggetti a problemi strutturali dovuti a corrosione, vetustità, durabilità, condizioni ambientale aggressive, difetti dei materiali, perdita di duttilità e azioni sismiche che possono compromettere significativamente la resistenza e la sicurezza della struttura.

Alla luce di quanto affermato, si evince la necessità di mettere a punto una procedura per la valutazione delle condizioni dell'opera.

Ne consegue che la maggior parte degli enti gestori (RFI per quanto riguarda i 16000 km di rete ferroviaria, e gli enti locali per la rete stradale) hanno deciso di catalogare tutte le infrastrutture a loro pertinenti, con una particolare attenzione a ponti e viadotti. Per quanto riguarda la rete ferroviaria, ha fatto riferimento all'Istruzione 44C del 1994, e successivamente ha collaborato con il Comitato Nazionale Italiano per la Manutenzione allo sviluppo di una procedura informatica per la gestione e manutenzione dei ponti, denominata "Progetto DOMUS" (2000).

Per quanto riguarda la rete stradale sono stati sviluppati due principali BMSs:

- SIOS: sistema sviluppato da due compagnie italiane Archimede s.r.l. e Sineco S.p.A. con lo scopo di catalogare i ponti e i viadotti della rete di oltre 1200 km controllata dall'ente privato Sineco S.p.A.;
- I.Br.I.D.: sistema sviluppato in anni recenti dall'Università di Padova per la gestione di ponti e viadotti della rete stradale della regione Veneto.

Di seguito si riporta una descrizione dei sistemi appena descritti.

1.3.1 DOMUS

Domus (Diagnostica Opera d'arte Manutenzione Unificata Standard) è un algoritmo per la definizione del giudizio sullo stato delle opere e di un criterio d'importanza e priorità tra le diverse situazioni riscontrate in occasione delle ispezioni sulle opere d'arte.

Il sistema d'ispezioni è disciplinato dall'Istruzione 44C "Visite di controllo ai ponti, alle gallerie e alle altre opere d'arte del corpo stradale - Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni", all'interno della quale sono contenute disposizioni riguardanti: la frequenza e le modalità delle visite di controllo e la tenuta delle registrazioni sullo stato di conservazione delle principali opere d'arte.

La procedura di valutazione della condizione del manufatto richiede, infatti, la rilevazione attraverso ispezioni, per lo più visive, di alcuni parametri associati ad uno specifico catalogo di difetti, per poter formulare un preciso indice di giudizio sullo stato di fatto delle opere.

Questo indice costituisce un valido strumento di ausilio alla gestione della manutenzione permettendo la definizione di un criterio di priorità d'intervento.

Il giudizio complessivo sull'opera sarà il risultato della sintesi dei giudizi parziali espressi sui diversi elementi strutturali. Il giudizio di valutazione avverrà attraverso modalità ispettive visive rese standard da quanto prescritto nel documento catalogo difetti e nel documento schede ispezioni e definizione modalità ispettive.

Attraverso la definizione delle classi di famiglie di opere con tipologie strutturali codificate e di difetti possibili, è stato possibile raggiungere il requisito di omogeneità e uniformità di giudizio all'interno dell'algoritmo.


Tuttavia un difetto dell'algoritmo è il non utilizzo di modelli di predizione del deterioramento o della capacità portante; di conseguenza gli indici di valutazione forniscono giudizi omogenei circa la difettosità delle opere ai fini di una loro manutenzione, ma non permettono di esprimere giudizi circa la sicurezza strutturale, la funzionalità per l'esercizio e lo stato dei materiali.


Per quanto riguarda le caratteristiche principali implementate dall'algoritmo, possiamo stabilire che la valutazione quantitativa dei difetti non si può esprimere semplicemente attraverso una somma di valori di danno, ma scaturisce da una valutazione numerica del tipo di difetto, della sua intensità e della sua estensione. In particolare essa è data dal rapporto tra l'effettiva somma dei valori attribuibili ai difetti riscontrati durante le ispezioni visive e la somma di riferimento ottenuta sommando tutte le tipologie di difetto riscontrabili moltiplicate per i fattori di importanza, assunti sempre pari al loro valore massimo.



Ne consegue che la valutazione dello stato di una struttura o di un suo singolo componente è definita come percentuale del valore di riferimento associato a quel tipo specifico di struttura.



L'indice di valutazione, inoltre, è calcolato per ogni singolo elemento strutturale e non solo per l'intera struttura, in questo modo è quindi possibile valutare quali siano gli elementi che si trovano nelle condizioni più critiche.

La valutazione della difettosità di un componente si basa su dei "Cataloghi dei difetti", che contengono la tipologia delle opere suddivise dapprima in base al materiale da costruzione, quindi in base alla componente. Per ogni gruppo i cataloghi forniscono un elenco dei possibili difetti osservabili, corredati di un'immagine e di una breve descrizione, in modo da limitare la componente di soggettività caratteristica delle visite ispettive. Vengono forniti anche una serie di coefficienti di pericolosità e di estensione del danno.





Diagnostica Opere d'arte Manutenzione Unificata Standard

CATALOGO DIFETTI


DIFETTI IN ELEMENTI IN C.A. e C.A.P.			
C28	ANOMALIE TESTATE DI ANCORAGGIO DEI CAVI DI PRECOMPRESSIONE		
Definizione: irregolarità nelle testate d'ancoraggio dei cavi.			
Modalità ispettive: esaminare le zone di ancoraggio dei cavi.			
Descrizione sintetica: testate dei cavi di precompressione non scoperte da getto protettivo o contampioni in fase di distacco. Il difetto può essere causato dalla cattiva o mancata esecuzione della chiusura della testata.			
B	2	Procedure e strumenti: devono essere ispezionate le testate delle travi e deve essere valutata la grandezza del difetto attraverso il controllo visivo, fotografato in presenza del difetto.	
K₂	CRITERIO VALUTAZIONE INTENSITA': Stadio evolutivo del fenomeno di degrado	K ₂ = 0,5	Getto protettivo della testata deteriorato
		K ₂ = 1,0	Scopertura parziale della testata d'ancoraggio
		K ₂ = 1,5	Scopertura totale della testata d'ancoraggio
		K ₂ = 2,0	Presenza di fenomeni corrosivi sulla testata
K₃	CRITERIO VALUTAZIONE ESTENSIONE: Rapporto tra numero testate interessate dal difetto e numero totale di testate nella porzione in esame	K ₃ = 0,5	Il difetto interessa poche testate nella porzione in esame (N < 20 %)
		K ₃ = 1,0	Il difetto interessa parecchie testate nella porzione in esame (20 % < N < 50 %)
		K ₃ = 1,5	Il difetto interessa la maggior parte di testate nella porzione in esame (50 % < N < 75 %)
		K ₃ = 2,0	Il difetto interessa quasi tutte le testate nella porzione in esame (75 % < N < 100 %)

Figura 1.3: "Esempio di una scheda contenuta nel catalogo difetti DOMUS"

La funzione che permette di calcolare la difettosità V_D di un componente è definita come segue:

$$V_D = \sum_{i=1}^{nd} B_i \times K_{1i} \times K_{2i} \times K_{3i} \times K_{4i}$$

Dove i termini che compaiono assumono il seguente significato:

- V_D è il valore della difettosità del componente strutturale in esame;
- B_i è il valore associato a un determinato difetto, e assume valori da 1 a 4
- K_{1i} è il fattore d'importanza del singolo componente, sul quale è stata rilevata la difettosità di tipo "i", sull'impianto strutturale in termini di sicurezza;
- K_{2i} è il fattore per l'intensità della difettosità di tipo "i";
- K_{3i} è il fattore di estensione delle difettosità di tipo "i" sull'intero componente strutturale osservato;
- K_{4i} è il fattore di evoluzione che tiene conto dell'evoluzione di un difetto determinando l'eventuale necessità di un intervento.

I valori e i criteri di selezione dei fattori appena descritti sono riportati in tabelle all'interno del catalogo difetti.

	Elementi strutturali	Componenti strutturali	K_{1i}	Σ
SV	Sottostrutture: PILE e SPALLE	1 Pile	0,2	1,2
		2 Fondazioni o pulvino o soletta di fondazione	0,3	
		3 Fusto spalla	0,4	
		4 Muri andatori o Travi paraghiaia	0,1	
		5 Muri d'ala	0,2	
SO1	Strutture orizzontali tipo I	6 Travi o travi reticolari	0,6	1,5
		7 Soletta	0,4	
		8 Trasversi di estremità	0,2	
		9 Trasversi	0,3	
SO2	Strutture orizzontali tipo II	10 Travi maestre, travi gemelle	0,6	1,4
		11 Soletta o calastrolo	0,4	
		12 Trasversi	0,2	
		13 Controventi orizzontali	0,1	
		14 Controventi verticali o mensole	0,1	
SO3	Strutture orizzontali tipo III	15 Solettoni o Scatolari	1,2	1,2
SO4	Strutture orizzontali tipo IV	16 Elementi orizzontali estradosso o archi o stralli	0,4	1,2
		17 Elementi orizzontali intradosso o volta	0,3	
		18 Anime o timpano	0,3	
		19 Rinfianco o controventi verticali	0,2	
SO5	Strutture orizzontali tipo V	20 Travi maestre o principali	0,5	1,4
		21 Travi trasversali	0,2	
		22 Longherine	0,3	
		23 Controventi orizzontali e/o mensole	0,1	
		24 Controventi verticali	0,1	
		25 Aste controventamento longherine	0,2	
SP	Componenti portati	26 Marciapiedi o Tavolato	0,1	0,4
		27 Piazzola di rifugio o Soletta portata	0,2	
		28 Parapetti	0,1	
MC	Meccanismi di collegamento	29 Meccanismi di collegamento	0,8	0,8

Figura 1.4: “ Tabella dei coefficienti K_1 ”

L'indice di difettosità totale risulta essere:

$$I = R_C = \frac{R}{R_R} \times 100 = \frac{\sum_{j=1}^{nc} V_{Dej}}{\sum V_{D,ref}} \times 100$$

Dove:

- V_{Dej} è il valore della difettosità per il componente efficace, ovvero quel componente ideale che ha la proprietà di avere per coefficienti d'intensità (K_{2ei}), d'estensione (K_{3ei}) e di evoluzione (K_{4ei}) i valori ottenuti come il massimo, in valore assoluto, dei

coefficienti delle singole componenti. Tale valore rappresenta la somma dei valori massimi di difettosità rilevati fra tutti i k componenti afferenti a quel tipo e presenti nell'opera da valutare;

- $R = \sum_{J=1}^{nc} V_{Dej}$ è la somma dei valori efficaci della difettosità calcolata per l'intera

struttura o per una sua parte, relativa alle tipologie di difettosità contenute nel catalogo dei difetti;

- $R_r = \sum V_{D,ref}$ è la somma dei riferimenti ottenuti su tutti i componenti efficaci, considerando per tutti i danni definiti i valori massimi dei fattori di intensità e di estensione.

L'indice di valutazione dello stato dell'opera è ottenuto come rapporto fra il numeratore R , che esprime lo stato dell'opera, ed un denominatore che esprime un indice di riferimento.

Ciò che va a differenziare l'indice di valutazione è l'indice di riferimento R_r , per la cui individuazione si possono considerare diverse modalità di scelta:

- può essere ottenuto sommando tutti i valori massimi dei difetti possibili agenti su tutti gli elementi definiti per tutte le famiglie; si ottiene così il valore più alto possibile per l'indice di riferimento e il valore più basso per l'indice di valutazione;
- può essere ottenuto facendo la somma su tutti i valori massimi dei difetti possibili per quell'opera, per tutti gli elementi possibili per una data famiglia;
- può essere ottenuto sommando i valori massimi dei difetti definiti per un'opera di una data famiglia per gli elementi della stessa famiglia;

- può essere ottenuto sommando i soli difetti con il loro valore massimo dei soli elementi in cui è presente il difetto;
- può essere definito attraverso il valore efficace, cioè con un procedimento SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati) di tutti i difetti possibili. Quest'ultima misura contempla la possibilità della non contemporaneità dei difetti.

In conclusione, la valutazione della difettosità dell'opera consente una classificazione delle opere per ordine di priorità d'intervento di manutenzione; in particolare, una volta individuato l'indice di difettosità, si può associare l'opera ad una determinata classe che individua la condizione della struttura, se essa necessita di manutenzione o ulteriori indagini più approfondite, oppure se il ponte debba essere dichiarato fuori servizio.

1.3.2 SIOS

A partire dal 2002 Archimede s.r.l. e Sineco S.p.A.² hanno collaborato nell'implementazione di Pontis, un sistema di bridge management prodotto dall'ente americano AASHTO, al fine di scegliere il miglior sistema di mantenimento della rete di ponti, basandosi sui dati raccolti mediante ispezioni da Sineco.

Le ispezioni, condotte con lo scopo di accertare lo stato di fatto e la sicurezza strutturale dei manufatti e di fornire una stima dello stato di deterioramento, hanno permesso alla società di raccogliere una grande quantità di dati.

² Archimede s.r.l. è una società d'ingegneria italiana responsabile dell'adattamento e dell'applicazione di Pontis in Italia.

Sineco S.p.A. è una società privata italiana che opera nel settore dell'ingegneria e che controlla oltre 1200 km della rete autostradale nazionale.

La società intendeva realizzare un sistema che potesse essere usato sia come database - inventario sia come algoritmo per la gestione; il database aveva la funzione di immagazzinare un'ingente quantità di dati sui ponti, mentre l'algoritmo doveva consentire agli enti che si occupano della gestione della rete infrastrutturale di pianificare interventi di manutenzione sulla base di previsioni di deterioramento e necessità della struttura.

Lo sviluppo di un nuovo BMS ha richiesto innanzitutto l'individuazione di un BMS già disponibile in commercio, che avesse la possibilità di integrare un inventario contenente dati ricavati mediante ispezioni visive; la scelta è ricaduta su Pontis.

Il sistema di valutazione dello stato di deterioramento Sios è caratterizzato da dettagliate procedure numeriche di valutazione (indici) e schemi grafici sviluppati per ogni elemento di ogni struttura.

Per ogni gruppo di strutture o per ogni gruppo di elementi strutturali simili, è stata definita una lista di possibili danni, basata sull'esperienza e su processi di deterioramento.

Durante ogni ispezione ciascun ponte è diviso in campate e, per ogni elemento di ciascuna campata, viene registrato lo stato di deterioramento mediante un indice che dipende da: estensione, intensità, classe di pericolosità.

Un software specializzato identifica e divide automaticamente le tipologie di difetto in funzione sia della loro importanza sia della loro gravosità. Inoltre il software calcola automaticamente la corrispondente area soggetta a deterioramento e il valore dell'indice che è poi utilizzato per definire lo stato attuale della struttura.

Sios è quindi in grado, basandosi su dati raccolti durante ispezioni, di prevedere l'evoluzione del processo di deterioramento sulla base di criteri statistici; la

definizione delle priorità d'intervento si ottiene, infatti, dall'analisi statistica dei cambiamenti delle condizioni della struttura avvenuti nel tempo.

Ciò significa che Sios consente di:

- avere a disposizione dati dettagliati su deterioramento di una struttura o di un suo elemento, corredata da visualizzazione grafica;
- avere un archivio storico sui processi di deterioramento, al fine di monitorare la situazione in tempo reale;
- definire le priorità d'intervento;
- avere a disposizione dati relativi ai costi di riparazione.

Infine ciò che lo rende particolarmente adatto ad applicazioni ingegneristiche è l'elevato livello di dettaglio fornito.

1.3.3 I.Br.I.D.

Si tratta di un sistema informatico implementato dall'Università di Padova che raccoglie informazioni su circa 400 ponti e viadotti presenti nella regione Veneto, per soddisfare la necessità di una continua classificazione e aggiornamento delle informazioni sulle condizioni strutturali e per programmare la manutenzione dei sistemi d'infrastrutture.

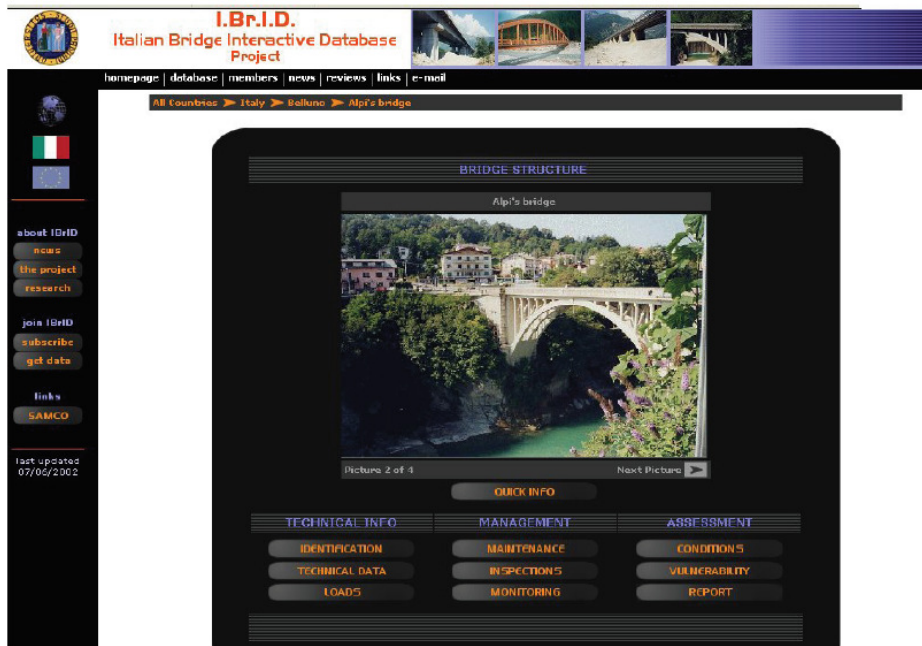


Figura 1.5: “Interfaccia I.Br.I.D nel sito <http://ibrid.dic.unipd.it>”

Il database fornisce diversi tipi di informazioni, tra cui:

- informazioni geografiche e strada cui compete l’opera;
- dati tecnici (geometria, materiali, sistemi strutturali);
- dati delle manutenzioni (condizioni, ispezioni e monitoraggi passati).



Figura 1.6: “Scheda anagrafica e scheda dati tecnici contenute del database”

L'impostazione del database, descritta dettagliatamente nel seguito del paragrafo, è riportata sinteticamente nel seguente diagramma.

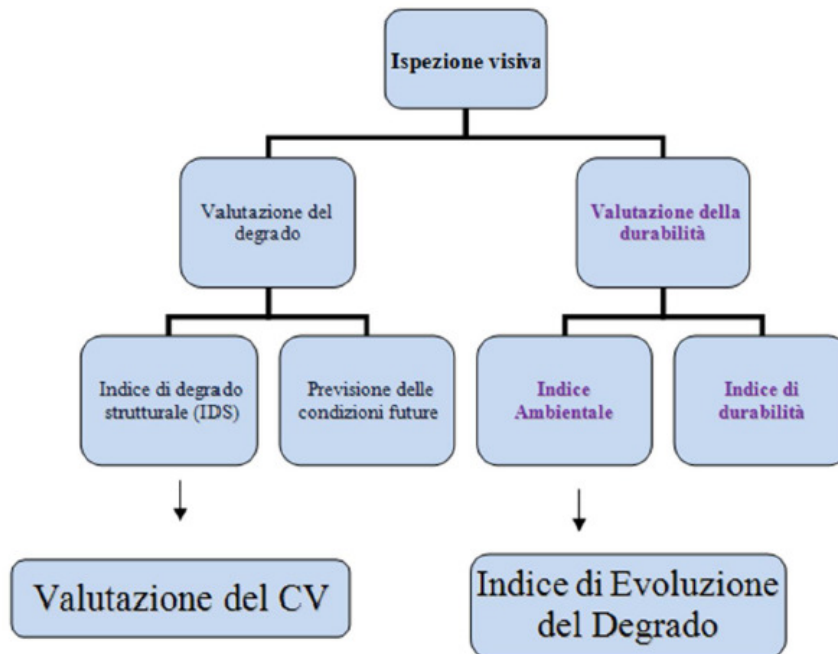


Figura 1.7: "Diagramma di impostazione del database"

Il sistema delle ispezioni è basato su un sondaggio visivo, come descritto dagli standard dei maggiori paesi europei e dalla Normativa Italiana. Queste ispezioni possono essere eseguite per la maggior parte delle componenti, da coloro che si occupano della manutenzione della strada, in modo tale da darne un giudizio senza particolari prove o strumentazioni, e per le quali di solito non sono necessarie limitazioni del traffico.

Tuttavia c'è da tener presente che in questo tipo d'ispezioni e valutazioni entra sempre una componente di soggettività dell'operatore che va a svolgere la visita.

Prendendo spunto dall'esperienza dell'autorità competente del Regno Unito, le strutture sono divise nei suoi elementi costruttivi, strutturali e accessori, e la

condizione è espressa dal *Condition Value*, ovvero un coefficiente in cinque livelli che definisce lo stato di danno sulla struttura, al quale corrisponde un valore nullo o molto basso rispettivamente per danni non formulati o assenti, e un valore alto per condizioni critiche.

Defects	CV
No judgement	0
No meaningful defect	1
Minor defects that do not cause damage	2
Moderate defects that could cause damage	3
Severe defects that cause damage	4
Non-functional or non-existent element	5

Tabella 1.1: "Tabella dell'indice CV"

Il Condition Value viene poi convertito in un Condition Factor, secondo quanto riportato nella seguente tabella.

CV	0	1	2	3	4	5
CF	0	10	7	4	2	1

Tabella 1.2: "Tabella di conversione dell'indice CV in CF"

Un peso diverso è assegnato a ogni elemento del ponte che deve essere valutato. Questo peso W varia da 10 a 5, rispettivamente per una massima e minima importanza, e contribuisce al calcolo dell'efficienza globale.

Un fattore locale LF (Local Factor) corrisponde a ogni peso, come riportato nella tabella sottostante.

Structural elements	LF	W
Principal elements (beams, arches, piers)	5	10
Transversal elements, bearings, non-seismic devices, slabs	6	9
Abutments, approach embankment, wingwalls	7	8
Abutment and pier foundations	8	7
Non-structural elements	LF	W
Waterproofing, road pavement, guard-rails, expansion joints	9	6
Pavements, parapets, drainage systems, accessories	10	5

Tabella 1.3: “Tabella del fattore LF e del peso W”

Gli elementi strutturali sono quelli che contribuiscono alla capacità portante del ponte, mentre gli elementi non-strutturali hanno la funzione di provvedere al contenimento del traffico, alla circolazione regolare e fluida, e possono influenzare l'efficienza degli elementi strutturali.

Per classificare i difetti che si possono riscontrare negli elementi portanti, è necessario conoscere l'origine del deterioramento e/o del danno e le possibili cause. I materiali utilizzati per questi elementi mostrano diversi comportamenti in relazione all'ambiente e ai carichi cui sono soggetti.

Il deterioramento/danno può essere relazionato a vari fattori, tra i principali sono stati considerati il materiale costituente la struttura, i carichi applicati, errori di progettazione, difetti costruttivi e scarsa manutenzione.

All'interno del database sono stati implementati un elevato numero di fogli dati per permettere una rapida valutazione del Condition Value del singolo elemento del ponte.

Nel database, in cui sono raccolte le informazioni che si riferiscono alle strutture osservate, sono state considerate quattro categorie principali di ponte in relazione ai materiali della sovrastruttura: ponti in muratura, ponti in acciaio o in struttura mista acciaio-calcestruzzo, ponti in calcestruzzo armato o in calcestruzzo armato precompresso e ponti in legno.

Per ciascuna categoria, è stato raccolto un numero di fogli dati riguardo ai singoli elementi del ponte. Ogni foglio presenta la stessa struttura ed è diviso in due blocchi: uno relativo alla descrizione degli elementi e l'altro alla definizione del CV degli elementi.

Di seguito si riporta un esempio di un foglio dati per la definizione del CV per pile in cemento.

Material	Description	Visual aspects	Possible causes	CV
Concrete	No judgement			0
Concrete	No significant defects	No defects		1
Concrete	Minor defects not related to damage	Superficial defects of concrete Superficial removing of previous repair	Construction errors Freeze-thaw phenomena, run-off, infiltration of water, overload, river current actions (for piers in river), shrinkage, temperature variations, localized tension on abutments, absence or lack of functionality of supports	2
Concrete	Defects that could cause moderate damage	Regular grid of thin cracks ($w < 0.3$ mm) No deep cracks on the top ($w < 0.3$ mm) Some exposed bars Moisture traces on the top Any protective elements corroded Accidental superficial damages (only concrete cover involved) Extensive and deep cracks ($w > 0.3$ mm)	Insufficient rebars Lack of waterproofing, no drainage Physical or chemical agents Impact of vehicles, impact of vessels, solid transport (piers in river) Freeze-thaw phenomena, shrinkage, temperature variation, carbonation, chloride attacks, alkali-aggregate (AAR) or alkali-silicate (ASR) reaction, overloads, high localized tensions Initial sulphur attack	3
Concrete	Severe defects that cause damage	Network of horizontal and vertical cracks with branches around the aggregate's particles Concrete discoloration, rust stains Infiltrations of water, efflorescence, scaling, traces of salts Non negligible accidental damages (concrete cover involved until rebars) Craters, detachments, delamination	Carbonation, chlorides, problems in the drainage system and waterproofing, poor quality of concrete, deposits of salts Impact of vehicles, impact of vessels, solid transport (piers in river) Freeze-thaw phenomena, insufficient rebars, carbonation, problems in the drainage system and waterproofing, chlorides, alkali-aggregate reaction Poor quality or porous concrete	4
Concrete	Non-functional or non-existent element	Exposed corroded bars (loss of section $< 20\%$) Percolation of water, salt deposits, stalactites Accidental significant damages (damaged rebars) Great detachment of concrete	Lack of waterproofing, no drainage, use of chlorides Impact of vehicles, impact of vessels, solid transport (piers in river) Freeze-thaw phenomena, insufficient rebar, problems in the drainage system and waterproofing, attack of chlorides, alkali-aggregate reaction	5
		Exposed corroded bars (loss of section $> 20\%$) Great percolation of water, large deposits of salts and stalactites Absolutely significant damages (cut rebars)	Lack of waterproofing, no drainage, use of chlorides Impact of vehicles, impact of vessels, solid transport (piers in river)	

Figura 1.8: "Esempio di foglio dati contenuto nel database"

La valutazione della condizione degli elementi, attraverso il Coefficiente di Valutazione (CV), non è sufficiente per definire le priorità degli interventi di manutenzione, riabilitazione e rafforzamento sulla struttura.

La definizione della Valutazione della Sufficienza degli Elementi (ESR, element sufficiency rating), come giudizio del singolo elemento del ponte, considera sia lo stato della struttura sia quello della rete all'interno della quale è collocata.

Questo indice viene valutato a partire dall'indice CV e tenendo in considerazione che gli elementi del ponte non hanno la stessa importanza; ad esempio, è necessario dare un peso (W) più alto alla manutenzione delle componenti strutturali (pile, spalle, etc.) rispetto a quella di un elemento secondario non strutturale (parapetti, etc.).

Da un punto di vista della rete, è anche necessario esprimere l'importanza dell'intera struttura rispetto alle altre. Uno stesso elemento, ad esempio, può avere una diversa priorità d'intervento se fa parte di un ponte in un'autostrada molto trafficata o se si trova in una strada secondaria con poco traffico.

Inoltre il ponte ha una diversa importanza strategica a seconda della disponibilità di strade alternative quando il ponte risultasse inutilizzabile; quindi in questo metodo si propone di considerare il tipo di strada sulla quale la circolazione verrebbe deviata e la lunghezza della deviazione, per tenere in conto dell'importanza del ponte all'interno della rete.

Infine anche l'età del ponte è tenuta in considerazione per la quantificazione dell'ESR.

Per questo, il calcolo dell'ESR è influenzato da:

- la condizione dell'elemento, attraverso il fattore CF, correlato a CV, come riportato nella tabella 1.2;
- l'importanza dell'elemento all'interno della struttura mediante il fattore LF correlato al peso W , come riportato nella tabella 1.3;
- il tipo di strada (RT, road type) al quale il ponte appartiene, come riportato in tabella 1.4;
- il traffico sul ponte (TI, traffic index) misurato come volume medio giornaliero di traffico (ADTV), come riportato in tabella 1.5;

- l'importanza del ponte nella rete (NBI, network bridge importance), come riportato in tabella 1.6;
- l'età del ponte (AF, age factor), come riportato in tabella 1.7.

In accordo con le precedenti considerazioni, la formula per il calcolo dell'ESR può essere espressa come:

$$ESR = CF \times LF \times (RF \times NBI \times AF)$$

dove: $RF = RT \times TI$

Road	RT
Highway	0.80
National road	0.90
Provincial road	0.95
Secondary road	1.00

Tabella 1.4: "Tabella del road type factor"

Traffic	ADTV	TI
High	> 20000 vpd	0.90
Middle	6000-20000 vpd	0.95
Low	< 6000 vpd	1.00

Tabella 1.5: "Tabella relativa al Traffic index (vehicles per day)"

Situation	NBI
Situation 1: long deviation on unsuitable alternative road	0.96
Situation 2: short deviation on unsuitable alternative road or long deviation on suitable alternative road	0.98
Situation 3: short deviation on suitable alternative road	1.00

Tabella 1.6: "Tabella Network bridge importance"

Year of construction	AF
Before 1900	0.97
1900-1945	0.98
1946-1970	0.99
1971-present	1.00

Tabella 1.7: "Tabella relativa a Age factor"

Questo indice permette di definire il grado di efficienza dei componenti del ponte, stabilendo un piano di priorità d'intervento per la singola struttura (project level) e stabilire un piano di priorità d'intervento per l'intera rete (network level).

Le seguenti considerazioni possono chiarire il contributo di alcuni fattori nella valutazione dell'ESR:

- il fattore AF tiene conto che, da un punto di vista probabilistico, una quantità limitata di danno può essere presente, anche se non visibile, nei vecchi ponti piuttosto che nei nuovi;
- il fattore RT è correlato all'importanza del ponte in funzione del livello strategico della strada, indipendentemente dal volume medio di traffico,

mentre l'indice TI tiene conto della quantità di traffico (ADTV) sul ponte, indipendentemente dall'importanza della strada;

- l'indice TI è stabilito in relazione al ADTV, che è il rapporto tra il numero di ogni tipo di veicolo che passa, ad una data sezione, in entrambe le direzioni, in un anno;
- l'indice NBI tiene in considerazione la lunghezza e l'adeguatezza delle modalità alternative che devono essere percorse a causa della chiusura del ponte. I termini “lungo”, “corto”, “adatto” e “inadatto” che servono per le valutazioni sono definiti come segue: “lunga” deviazione convenzionale significa che il rapporto tra la lunghezza di una strada alternativa e la lunghezza della strada originaria è >2 ; mentre “corta” deviazione convenzionale significa che il rapporto è ≤ 2 ; strada “adatta” è una strada alternativa che ha la stessa importanza gerarchica di quella di origine; mentre strada inadatta è una strada alternativa che ha un'importanza gerarchica più bassa.

Quattro livelli di efficienza sono stati stabiliti per gli elementi del ponte, riportati di seguito nella tabella 1.8.

Efficiency level	Urgency level of intervention	ESR
1	Maximum urgency in intervention	1-10
2	Short-term intervention	11-20
3	Medium-term intervention	21-30
4	Long-term intervention	31-100

Tabella 1.8: “Tabella relativa a livelli di efficienza e urgenza di intervento per elementi del ponte”

Una volta definiti l'ESR, viene sviluppato il calcolo dell'efficienza dell'intera struttura a partire dall'efficienza delle singole componenti di cui è costituita. Considerando il livello della rete (network level), il problema è assegnare un livello di efficienza a ciascuna struttura, che permetta agli enti competenti di avere una panoramica generale circa l'efficienza di tutti i ponti dell'insieme.

Un tale giudizio, definito Total Sufficiency Rating (TSR), è espresso mediante una media aritmetica ponderata.

L'indice di efficienza totale, riferito agli elementi valutati, si calcola nel seguente modo:

$$TSR_{real} = 10PF \left(\frac{\sum_{i=1}^t CF_i \times W_i}{\sum_{i=1}^t W_i} \right)$$

Dove:

- CF_i è il Condition factor relativo all'i-esimo elemento valutato;
- W_i è il peso dell'i-esimo elemento valutato;
- $PF = (RF \times NBI \times AF)$ è il fattore penalizzante;
- t è il numero di elementi valutati

Il valore finale del TSR è calcolato a partire dal TSR_{real} e considera anche gli elementi non ispezionati. Per questo motivo, viene introdotto il fattore di confidenza (CoF), che deve essere maggiore di un valore limite espresso da:

$$CoF = 100 \left(\frac{\sum_{i=1}^t W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \right)$$

Dove n è il numero totale degli elementi, che comprende anche gli elementi non ispezionati, mentre t è il numero totale degli elementi ispezionati.

Il criterio che sembra essere più adatto al calcolo del valore finale del TSR si riferisce ad una media ponderata tra la situazione reale (TSR_{real}) e la peggior situazione possibile (TSR_{min}). Il TSR_{min} viene valutato assumendo CV pari a 5 per tutti gli elementi che non vengono valutati, ad eccezione delle fondazioni per le quali alle condizioni peggiori vengono assegnati valori di CV pari a 3, in quanto esse non sono di norma visibili.

L'espressione finale del Total Sufficiency Rating (TSR) è data dalla seguente formula:

$$TSR = \left(\frac{100TSR_{real} + TSR_{min} \times CoF}{100 + CoF} \right)$$

E' possibile individuare quattro livelli di efficienza per l'intera struttura, riportati nella seguente tabella.

Efficiency level	Urgency level of intervention	TSR
1	Maximum urgency in intervention	1–30
2	Short intervention term	31–40
3	Medium intervention term	41–60
4	Long intervention term	61–100

Tabella 1.9: "Tabella relativa a livelli di efficienza e urgenza di intervento per l'intero ponte"

Una volta determinato il livello di efficienza dell'intera struttura, occorre preparare un piano d'interventi sulla base della priorità delle strutture.

Tra tutti i ponti per i quali si rende necessario un intervento, le agenzie preferiscono dedicare le proprie risorse per le strutture che presentano un valore di TSR compreso in un intervallo di massima urgenza dell'intervento.

Per ogni singolo ponte, gli interventi saranno suggeriti sulla base delle indicazioni date dagli ESR dei singoli elementi.

La procedura fin qui descritta rappresenta un approccio semplificato che può essere utile ad autorità locali e regionali per affrontare il problema della manutenzione dei ponti in gestione. Particolare attenzione è stata data allo sviluppo di una procedura in grado di descrivere le condizioni di salute del ponte.

La valutazione delle condizioni parte dalle ispezioni e osservazioni degli elementi strutturali e non strutturali del ponte e prosegue con l'assemblaggio dei dati raccolti.

Questo sistema può essere considerato come un primo approccio verso la definizione di una più rigorosa procedura per la manutenzione delle reti di ponti, e può essere migliorata definendo processi di deterioramento, ottenuti a partire da casi studio e integrati con informazioni quantitative, come, ad esempio, indicatori di danno.

1.4 I Bridge Management Systems in Europa

Anche studiando la realtà europea, ci si trova di fronte alla necessità di utilizzare un sistema di gestione delle attività riguardanti la rete infrastrutturale, sia essa stradale o

ferroviaria. Può trattarsi sia di piccole riparazioni, ma anche d'interventi di ripristino in connessione con l'età della struttura o l'usura causata da clima e/o traffico.

Alcune delle operazioni di manutenzione vengono talvolta svolte ad intervalli irregolari, di solito dopo la ricezione di una segnalazione, o dopo aver riscontrato un danno da impatto o dovuto ad un'erosione insolita nel tempo. Molti proprietari di ponti tuttavia, semplicemente, spesso dimenticano queste attività, e si possono trovare esempi di riparazione più importanti che avrebbero potuto essere evitate se fossero stati eseguiti gli ordinari interventi di manutenzione.

Per quanto riguarda lo scenario europeo dei sistemi di Bridge Management, un primo tentativo per far fronte alla carenza di unificazione delle procedure di gestione dei ponti e sviluppare una metodologia generale di management, è stato fatto nel 1999 con lo sviluppo del progetto Brime (Bridge Management in Europe).

In seguito altri Paesi europei, non aderenti al progetto Brime, hanno sviluppato analoghi sistemi per la gestione dei ponti.

All'interno del presente elaborato, oltre al progetto Brime, analizzeremo il sistema danese Danbro, con l'adattamento alla realtà irlandese e la nascita di Eirspan, e il sistema francese Iqoa.

1.4.1 Brime

Si tratta di un sistema di Bridge Management sviluppato per l'intera rete stradale europea, nell'ambito di un progetto intrapreso da diversi laboratori di ricerca di numerosi stati europei, tra cui Regno Unito, Germania, Francia, Spagna, Norvegia e Slovenia.

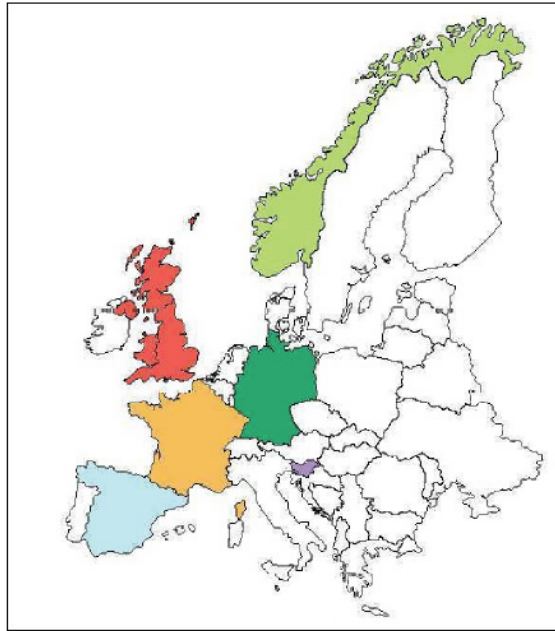


Figura 1.9: “Paesi europei aderenti al progetto Brime”.

Per oltre cinquant’anni sono stati sviluppati, nell’Europa occidentale, programmi relativi alla costruzione di nuove infrastrutture, per far fronte alla continua crescita del traffico. Tuttavia in molti Paesi i programmi di costruzione di nuove infrastrutture sono stati abbandonati e sostituiti con programmi finalizzati al recupero dell’esistente. Molte strutture, costruite nell’ambito di quei programmi, presentano già segni di deterioramento, pertanto un approccio sistematico alla manutenzione è necessario affinché le strutture rimangano sicure e utilizzabili.

Il progetto Brime è stato intrapreso con il preciso scopo di sviluppare un sistema che soddisfacesse i bisogni della rete stradale europea. Il progetto di ricerca è stato articolato in sette sottoprogetti, sei dei quali concentrati sui moduli necessari a creare un BMS. Ciascuno di questi sei sottoprogetti è stato diviso in 2 fasi: la prima fase includeva una revisione dello stato dell’arte e un’identificazione dei requisiti per un BMS; mentre la seconda fase si occupava dello sviluppo delle linee guida per i vari moduli costituenti il sistema.

Il primo sottoprogetto prevede una revisione dei metodi usati in Europa e nel Nord America per l'ispezione e la valutazione delle condizioni del ponte. Sono stati identificati tre principali tipi d'ispezioni: superficiale, generale, specialistica. Un quarto tipo d'ispezione molto approfondita si realizza solo in strutture che presentino problemi particolari.

I risultati delle ispezioni forniscono un'utile misura delle condizioni di salute del ponte.

Il secondo sottoprogetto sviluppa suggerimenti relativi ai metodi per la valutazione della capacità portante delle strutture. Questi metodi sono basati su una revisione delle attuali procedure di valutazione usate nei paesi partecipanti al progetto Brime. Lo scopo di questo lavoro è illustrare come le ipotesi su proprietà dei materiali e carichi dovuti al traffico possono essere usati nelle valutazioni strutturali.

Il terzo sottoprogetto ha come obiettivo la quantificazione degli effetti di deterioramento del materiale sulla struttura, in modo tale che questi possano essere incorporati all'interno della valutazione della capacità portante. In questa fase si indagano pertanto le principali forme di deterioramento e le loro cause.

Inoltre vengono sviluppate in questa fase linee guida per tenere in considerazione i processi di deterioramento, realizzate con l'ausilio di esperimenti di laboratorio.

Il quarto sottoprogetto si occupa di sviluppare modelli di previsione del deterioramento della struttura per vari processi danneggianti. Due sono gli approcci correntemente utilizzati: il primo si basa su dati storici per predire le performance future, mentre il secondo fa riferimento a modelli relativi ai vari processi di deterioramento.

Il quinto sottoprogetto sviluppa una metodologia per selezionare la migliore opzione d'intervento per una data struttura, tenendo in considerazione sicurezza, durabilità, funzionalità e vincoli socio-economici.. Il metodo sviluppato si basa su un'analisi del costo globale (sono inclusi costi di costruzione, ispezione, riparazione, mantenimento e eventuale sostituzione), ed ha l'obiettivo di minimizzare il costo totale mantenendo la sicurezza del ponte sopra il minimo livello accettabile.

Lo sviluppo di questo metodo è l'oggetto del sesto sottoprogetto, che ha come scopo la determinazione della migliore strategia di mantenimento sia a livello della singola opera (project level), sia a livello dell'intera rete (network level). Per selezionare le strutture da includere nel programma di manutenzione si usano semplici procedure che tengono conto di vari fattori, tra cui la posizione della struttura all'interno della rete e l'impatto che la non utilizzabilità della struttura potrebbe avere sugli utenti.

Il settimo e ultimo sottoprogetto, infine, basandosi sui risultati dei sei sottoprogetti precedenti, vuole creare un modello di struttura per un bridge management system che funzioni sia a livello di singola opera sia a livello dell'intera rete.

Questo progetto dimostra come i risultati provenienti dalle principali attività di gestione di un ponte (ispezioni, valutazioni quantitative, test, manutenzione, sostituzione) possano essere combinati per creare un BMS, in grado di fornire informazioni a diversi livelli.

1.4.2 Danbro ed Eirspan

Un modello importante per la gestione e la manutenzione degli oltre 1400 ponti in Danimarca è Danbro (Danish code for Bridges). Questo database è costituito di due moduli fondamentali:

- una panoramica dell'accordo e degli obblighi per ciascun ponte;
- informazione sui prezzi e strumenti per la preparazione di un budget provvisorio.

Lo sviluppo di tale sistema ha avuto origine su iniziativa dell'ente gestore delle ferrovie danesi, solo successivamente, infatti, questo sistema è stato esteso ai ponti stradali.

L'obiettivo di Danbro è di fornire agli enti che si occupano di ponti uno strumento utile a:

- garantire la sicurezza e la funzionalità della rete;
- avere a disposizione una raccolta di dati oggettivi;
- ottimizzare l'utilizzo delle risorse economiche disponibili;
- garantire un supporto tecnico-economico.

Il sistema è costituito da:

- una database;
- un modulo di inventario;
- un modulo di controllo e capacità di carico;
- un modulo di priorità e bilancio;
- manuali utente per le varie attività.

Di seguito si riporta una breve descrizione di ciascuno degli elementi del sistema.

Il database è diviso in:

- registri di sistema, contenenti i cataloghi dei principali dati utilizzati;
- registri di base, contenenti informazioni generali su ogni ponte
- registri di informazione sui ponti, contenenti dati amministrativi, geometria della struttura, evoluzione delle sue condizioni;
- registri sulle alternative di manutenzione, contenenti una o più strategie di riparazione per ciascun ponte;
- registri di bilancio, contenenti le stime dei costi delle varie alternative di manutenzione;
- registri intermedi e indici.

All'interno del database le informazioni sono divise in categorie e associate a ciascun elemento specifico, inoltre gli elementi strutturali sono classificati in modo gerarchico.

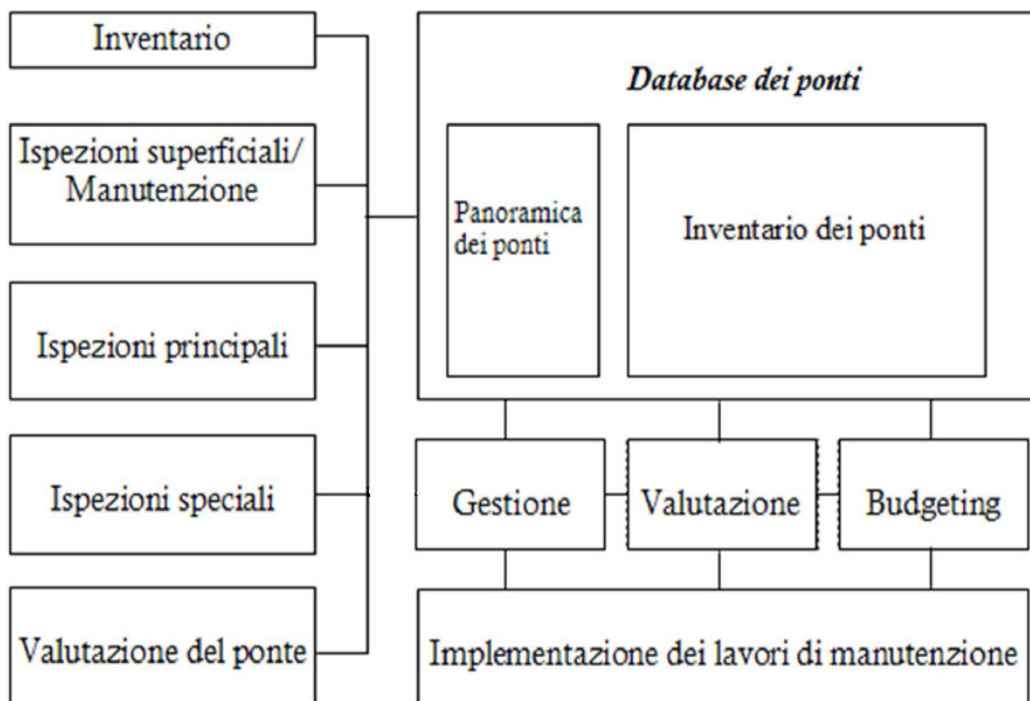


Figura 1.10: "Schema di funzionamento del database Danbro"

Il modulo di inventario consente di creare un report con informazioni predefinite sul ponte ispezionato, a seconda delle esigenze di ciascun utente.

Per ciascun ponte questo modulo fornisce un disegno schematico della geometria della struttura.

Il modulo di controllo riguarda tre metodi d'ispezione, descritti e standardizzati in opportuni manuali: controllo superficiale o di routine, controllo principale e ispezione speciale.

I controlli superficiali sono svolti da personale locale con maggiore frequenza rispetto agli altri, e quando possibile durante gli stessi interventi vengono riparati i danni minori in accordo con le istruzioni riportate nei manuali.

I controlli principali sono eseguiti da tecnici addestrati con intervalli in media di 3 anni, che possono però variare secondo le specifiche esigenze.

Il tecnico valuta il danno e le condizioni generali dell'opera, sulla base delle quali viene stimata la vita residua del ponte e i costi di riparazione.

L'ispezione speciale è un esame approfondito che viene eseguita quando la capacità portante sta per raggiungere il valore minimo di accettabilità.

Parallelamente alle visite ispettive sono normalmente necessari test di laboratorio.

Associato al modulo di controllo vi è il modulo di capacità portante, che rappresenta un modo per la stima della capacità portante, che viene poi confrontata con il modello effettuato con i codici associati ai veicoli standardizzati. A causa del deterioramento dei materiali deriva di solito una diminuzione della capacità di resistenza e, di conseguenza, della capacità portante globale; il sistema permette di tenere in considerazione il deterioramento utilizzando modelli pseudo - quantitativi.

Per un dato veicolo, il sistema stabilisce il rapporto causa - effetto in un insieme di ponti e confronta il valore di questo rapporto con i rapporti corrispondenti ai veicoli standard del codice; pertanto per stabilire se un veicolo può transitare attraverso la struttura è sufficiente confrontare la classe del veicolo con la classe del ponte.

Il modulo di priorità e bilancio contiene una classifica finale dei ponti in termini di priorità di riparazione. Questa classifica finale dipende da: l'attuale condizione generale, la capacità portante residua, l'importanza di ogni elemento che necessita di riparazione per la funzione del ponte e l'importanza della strada servita dal ponte.

I costi di sostituzione, definiti nel piano di manutenzione o desunti durante le ispezioni principali, permettono di elaborare una stima di bilancio a lungo termine. La selezione di una tra le varie alternative d'intervento possibili si basa sull'analisi dei prezzi correnti, comprese le considerazioni circa l'arresto del traffico o eventuali costi per istituire una deviazione.

La valutazione della condizione dei ponti viene eseguita, all'interno di Danbro, per ciascuno dei componenti presenti in una struttura da ponte, come riportato nella seguente tabella.

Component	Description
1	Bridge in general
2	Wing walls (wing walls and possible retaining walls)
3	Slopes (slopes with slope protection, adjacent to the abutments and wing walls)
4	Abutments (abutment structure with back wall, bridge seat, visible parts of the footings)
5	Piers
6	Bearings (bearings on abutments and piers)
7	Slab
8	Waterproofing
9	Girders/beams (main girders, cross beams, diaphragms, bracings,...)
10	Parapet/railing (parapets, guard rails and railings)
11	Bridge surface (normally the surface between the curbs)
12	Crossing passage
13	Expansion joints (all components of expansion joints including special overlays adjacent to the joint)
14	Drainage system
15	Other elements (bridge components, which are not included in the previous mentioned 12 components)

Tabella 1.10: "Elenco dei componenti presenti in un ponte"

La valutazione della condizione è correlata con una valutazione dei costi di ripristino di una condizione obiettivo, ed è formulata come segue:

$$PR = PC \times \gamma_c + PB \times \gamma_b$$

Dove:

- PR è l'indice di valutazione;
- $PC = C \times O \times E_{cw} \times S_w$ è il punteggio per la condizione, dove C è il valore sulla condizione, O è una costante del tasso di trasformazione, E_{cw} è il peso sulla condizione dell'elemento e S_w è il peso sul controllo della sezione;
- γ_c è il fattore di condizione;
- $PC = B \times O \times E_{cw} \times S_w$ è il punteggio per la capacità portante, dove B è il valore della capacità portante degli appoggi ed E_{cw} è il peso per la capacità portante di appoggi su specifici elementi;

- γ_b è il fattore di capacità portante degli appoggi.

I coefficienti peso assumono valori compresi tra 0,7 e 1,4 a seconda dell'importanza della funzione, della vita utile rimanente e della sicurezza.

I coefficienti che indicano la condizione di ogni componente variano da 0 a 5 come riportano nella seguente tabella.

category	Definition
0	No or insignificant damage
1	Small damage but no need of repair except routine maintenance
2	Some damage, repair needed when convenient. Component is still functioning as originally designed
3	Significant damage, repair needed very soon
4	Serious damage, repair needed at once
5	Ultimate damage, total failure or risk of total failure of the component

Tabella 1.11: "Definizione delle condizioni dei componenti"

La rete stradale irlandese comprende strade nazionali principali, strade nazionali secondarie e strade regionali e locali. Fin dal 1994 la responsabilità della gestione e della manutenzione della rete nazionale compete alla National Roads Authority (NRA). Nel 2001, per volontà di quest'autorità, è stato introdotto Eirspan, un sistema di bridge management che ha l'obiettivo di coordinare le attività d'ispezione, riparazione, manutenzione, al fine di assicurare un'ottima gestione delle strutture della rete stradale nazionale.

La decisione del NRA di creare un BMS adatto alla realtà irlandese ebbe come primo step l'analisi di tutti i sistemi di bridge management esistenti all'epoca nel mondo.

Da quest'analisi conclusero che una versione adatta di Danbro sarebbe stata la soluzione che meglio incontrava le esigenze dell'autorità irlandese.

Nel personalizzare Danbro furono apportati numerosi cambiamenti, soprattutto per quanto riguarda il database. Per esempio è stato necessario aggiungere una sezione

dedicata ai ponti in muratura al modulo di inventario, per facilitare l'immagazzinamento di dati sulla geometria e sulla composizione dei materiali specifiche dei ponti ad arco in muratura. E' noto, infatti, che oltre il 40% della rete nazionale comprende ponti in pietra, mentre in Danimarca questa stessa percentuale si aggirava tra il 2% e il 4% dell'intero insieme dei ponti.

Inoltre il sistema è stato ampliato per includere il processo di approvazione tecnica del NRA.

1.4.3 Iqoa

Dopo il crollo del ponte sul fiume Saint Etienne a causa dell'eccessivo scavo, le autorità francesi hanno istituito un gruppo, costituito di ingegneri idraulici, geotecnici e strutturisti, e guidato da SETRA³, che doveva occuparsi di mettere a punto un metodo basato sull'analisi del rischio, per valutare la vulnerabilità dei ponti francesi. La valutazione del rischio si basa sull'analisi dell'inventario dei ponti francesi contenuto all'interno del database del BMS francese Lagora.

Il software di gestione dei ponti Lagora conserva tutte le informazioni relative a tutti i ponti nazionali, ottenute con attività di monitoraggio e ispezione.

La metodologia francese per le ispezioni si chiama IQOA. Alcuni dei punti fondamentali di questo sistema, e più in generale di un buon sistema di monitoraggio sono: visite di valutazione, visite specifiche periodiche, revisione annuale, modalità di

³ SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes) è un ente francese che si occupa dello studio a livello ingegneristico dei trasporti, delle reti stradali e autostradali e di tutte le opere connesse, e della valutazione delle condizioni di stabilità e affidabilità delle opere.

ispezione e di verifiche periodiche, auscultazioni e la presenza di un inventario delle opere.

I principali tipi d'ispezione che vengono eseguite sui ponti francesi sono:

- ispezioni superficiali, con frequenza annuale, effettuate su tutti i ponti in concomitanza con le operazioni di manutenzione ordinaria. Il risultato di queste ispezioni è un resoconto che riporta eventuali anomalie e segni di cambiamento osservati;
- ispezioni di valutazione, con frequenza triennale, eseguite su tutte le parti ispezionabili dell'opera, in modo da dare una corretta catalogazione dell'opera secondo i parametri stabili dal database. Come avveniva per Domus, anche qui vi sono 25 cataloghi descrittivi dei difetti sulle differenti tipologie strutturali;
- ispezioni di dettaglio periodiche, con frequenza ogni sei anni, anche se le tempistiche possono variare in funzione delle necessità, eseguite su ponti di medio - grande importanza. Si occupano di queste ingegneri specializzati che stilano, al termine dell'ispezione di tutte le parti del ponte, un resoconto dettagliato sull'effettiva condizione del ponte.

Le ispezioni di dettaglio possono a loro volta essere suddivise in tre livelli:

- ispezioni preliminari, condotte all'apertura del ponte o in occasione di grandi lavori di adeguamento, con l'obiettivo di definire lo stato di riferimento;
- ispezioni di fine garanzia, che valutano la condizione del ponte prima della fine dei 10 anni di garanzia;
- ispezioni eccezionali, per valutare le condizioni del ponte in occasione di eventi eccezionali (terremoti, incendi, etc.).

I risultati delle visite ispettive vengono, in un primo momento, riportati su fogli di resoconto cartacei standardizzati, di cui si riportano alcune immagini a titolo esemplificativo.

Solo successivamente, infatti, i dati delle ispezioni visive vengono inseriti nel supporto informatico che è costituito dal database del sistema Lagora.

EQUIPEMENTS

SUR OUVRAGE	SUBDI		CDOA	
	classe	\$	classe	\$
. Chaussée				
. Trottoirs et bordures				
. Dispositifs de retenue				
. Corniches				
. Dispositifs d'évacuation des eaux				
. Joints de chaussée et de trottoirs				
. Autres équipements sur ouvrage				

SOUS OUVRAGE	SUBDI		CDOA	
	classe	\$	classe	\$
. Chaussée de la voie franchie				
. Trottoirs et bordures				
. Dispositifs de retenue				
. Dispositifs d'évacuation des eaux				

CLASSE DES EQUIPEMENTS

Fiche de synthèse de notation

Figura 1.11: "Scheda di ispezione tipo"

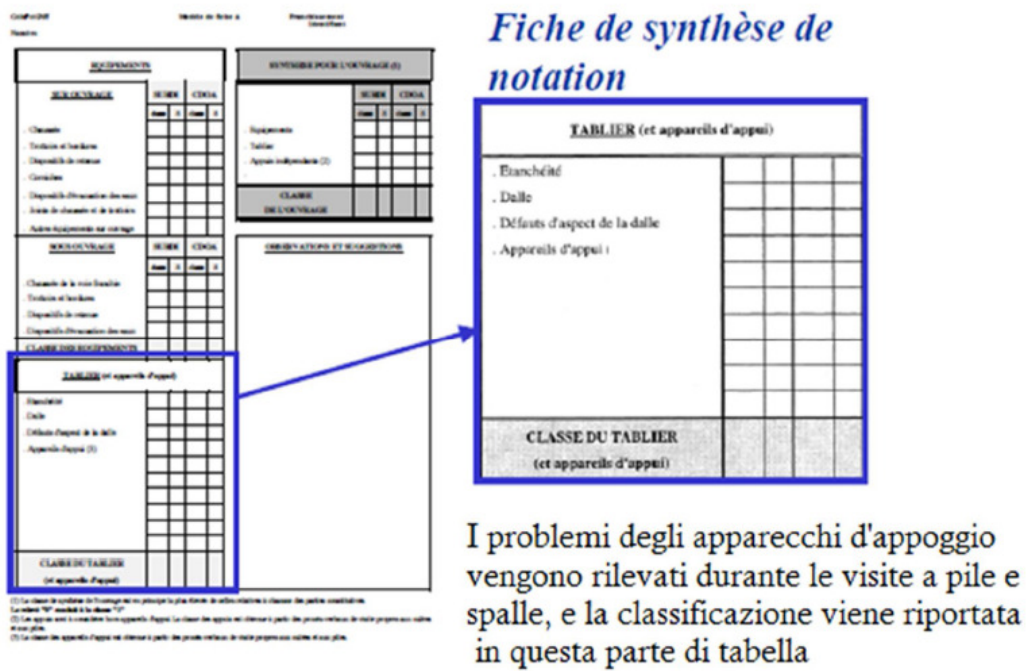


Figura 1.12: "Classificazione dei componenti"

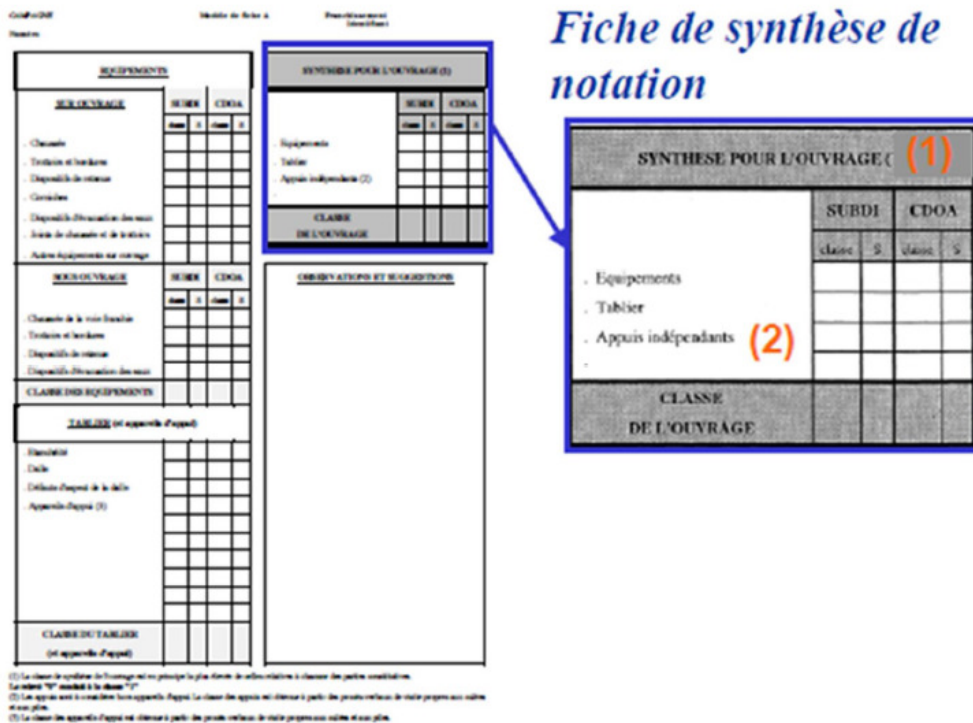


Figura 1.13: "Schema di riassunto ispezione visiva"

EQUIPEMENTS				REQUISITS POUR L'ENTRETIEN (1)			
DESCRIPTION	SERIES		CLASSIFICATION	DESCRIPTION	SERIES		CLASSIFICATION
	1	2			1	2	
Châssis				Equipements			
Tractions et bandes				Tractions			
Dépendants de traction				Appareils indépendants (2)			
Corrodes							
Dépendants d'observation des eaux							
Arbres de châssis et de traction							
Autres équipements sur ouvrage							
CLASSE DES EQUIPEMENTS				CLASSE DE L'ENTRETIEN			
OBSERVATIONS ET RECOMMANDATIONS							
CLASSE DES TAVELLES (3)							
DESCRIPTION							
Date							
Défauts d'appareil de la table							
Appareils d'appui (3)							
CLASSE DES TAVELLES (3)							

In questo riquadro vengono riportate delle osservazioni, riguardanti l'evoluzione dello stato di danno e la proposta di miglioramenti da apportare

(1) La classe de système de l'ouvrage est en principe la plus élevée de observations à classer des parties constitutives.
L'indice "0" attribué à la classe "0".
(2) Les appareils sont classés dans l'appareil d'appui. La classe des appareils est classée à partir des points notés de votre propre avis selon le tableau.
(3) La classe des appareils d'appui est classée à partir des points notés de votre propre avis selon le tableau.

Figura 1.14: “Scheda per la valutazione dello stato di danno”

Il metodo IQOA ripropone in modo puntuale le linee guida fornite in ambito europeo, ed è stato progettato per avere una condizione separata per le parti principali del ponte:

- elementi portanti, pile e spalle;
- apparecchi d'appoggio;
- travata.

Durante ogni ispezione si assegna per ogni difetto previsto una classe di severità; sulla base delle classi raggiunte da ogni difetto si calcola la classe di condizione del ponte. Per l'intera struttura sono previste cinque classi (1,2,2E,3,3U), dove la 1 individua un ponte sano e la 3U un ponte danneggiato con rischio di collasso.

1.5 I Bridge Management Systems in America

Negli Stati Uniti la necessità di creare un sistema d'ispezioni nacque nel 1967 in seguito al crollo del ponte Silver Bridge tra Point Pleasant (West Virginia) e Gallipolis (Ohio), che causò la morte di quarantasei civili.

Nei primi anni '70 fu realizzato dalla FHWA (Federal Highway Administration) il National Bridge Inspection Standards (NBIS), che doveva contenere delle specifiche per le ispezioni e un inventario di tutti i ponti presenti sulle strade pubbliche.

Questo risultato fu la base teorica per lo sviluppo negli anni successivi di due sistemi di Bridge management:

- Pontis, sviluppato da AASHTO (FHWA);
- Bridgit, sviluppato nell'ambito delle ricerche del National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).

Pontis è un software che supporta l'intero ciclo di bridge management (ispezioni, inventario dei dati raccolti, analisi, necessità future, misure di performance, sviluppo di progetti a livello di rete con stima dei costi), e che utilizza come approccio di analisi il top-down approach.

I dati raccolti durante le ispezioni e le informazioni sui costi economici sono la base per sviluppare un modello di conservazione della struttura. I modelli di deterioramento in Pontis sono di tipo Markoviano, ossia sono modelli di tipo probabilistico nei quali il sistema fisico è modellato attraverso un set di stati discreti. In corrispondenza di prefissati intervalli temporali diverse azioni possono essere compiute sulla struttura, ognuna delle quali ha un set di probabilità di far passare il sistema fisico da uno stato all'altro.

All'interno di Pontis la rete di ponti non è vista come una successione di opere a se stanti, ma piuttosto come una combinazione di elementi strutturali che interagiscono tra loro. Le attività di mantenimento sono costituite da una serie di azioni realizzabili, associate a ciascun elemento della struttura, che permettano di mantenere il corrente livello di servizio di ciascun ponte al minimo costo.

Lo schema di funzionamento può essere riassunto nei seguenti punti:

- Suddivisione della rete di ponti in un numero ragionevole di elementi, la somma dei quali descrive tutti i ponti della rete;
- Definizione per ogni elemento di unità omogenee e definizione di una serie di possibili stati in cui può ciascuna unità;
- Definizioni per ogni possibile condizione di un appropriato set di azioni fattibili;
- Definizione delle condizioni ambientali in modo tale che a ciascun elemento possa essere associato un modello di deterioramento e un modello di costo;
- Individuazione per ogni ponte della percentuale di ciascun elemento che si trova in una determinata condizione;
- Definizione delle azioni di mantenimento necessarie per ciascuna struttura.

Attualmente questo sistema è implementato in 38 stati ed è utilizzato anche da 4 autorità amministrative degli Stati Uniti.

Bridgit è un sistema di bridge management simile a Pontis, ma che presenta una prima e sostanziale differenza nel modulo di ottimizzazione (OPBRIDGE) che utilizza un approccio di tipo bottom-up.

Il sistema è costituito da parecchi elementi che includono: amministrazione, inventario, ispezione, mantenimento, manutenzione e sostituzione, analisi e modellazione.

Anche Bridgit, come Pontis, utilizza modelli di deterioramento di tipo Markoviano per predire le condizioni future del ponte.

Utilizza, inoltre, un sistema per l'ottimizzazione del budget basato su un'analisi costi-benefici.

I moduli principali del sistema Bridgit sono:

- Modulo di inventario, costituito essenzialmente di un database;
- Modulo d'ispezione, all'interno del quale sono raccolti tutti i dati storici delle ispezioni;
- Modulo MR&R per la pianificazione di programmi di mantenimento, manutenzione e sostituzione, con i relativi costi;
- Modulo di analisi che ha funzioni di ottimizzazione;
- Modulo dei modelli, all'interno del quale l'utente può vedere e modificare moduli e tabelle usati nei processi di ottimizzazione.

Bridgit è stato utilizzato per la prima volta in Maine, e in seguito molti altri stati ne hanno esaminato la possibile implementazione.

1.6 I Bridge Management Systems in Giappone

In Giappone parecchie centinaia di ponti autostradali sono stati costruiti nell'ambito del progetto denominato "National Highway Network Project", iniziato nel 1955.

Tuttavia fattori come l'aumento del volume di traffico e del peso dei veicoli, hanno determinato un considerevole deterioramento di queste strutture in anni recenti; la riparazione e il rinforzo di queste strutture risulta quindi necessario. I fondi necessari a riparare queste strutture però, a causa delle limitazioni nei budget a disposizione, devono essere recuperati dai fondi originariamente destinati alla costruzione di nuovi ponti. Sfortunatamente a partire dal 1990 i costi di mantenimento delle strutture sono aumentato in molti paesi sviluppati al punto che si è rivelato essere più economico costruire nuovi ponti che sistemare le strutture deteriorate. Anche se la rete autostradale giapponese è relativamente recente se comparata, ad esempio, con quella statunitense o con quella di alcuni paesi europei e i costi di mantenimento sono quindi ancora contenuti, i ricercatori giapponesi hanno percepito la necessità di realizzare un sistema di bridge management, sulla scia delle esperienze di altri Paesi. Lo scopo di questo sistema è la realizzazione di un piano di recupero e mantenimento delle strutture sulla base delle previsioni di deterioramento, che fosse però basato su un'ottima combinazione tra minimizzazione dei costi e massimizzazione della qualità. Il sistema J-BMS, sviluppato nei primi anni '90, raccoglie in un inventario le informazioni principali relative alla struttura e usa le informazioni sulle condizioni per trovare il più efficace piano di recupero per una rete di ponti, tenendo in considerazione i vincoli di natura economico - finanziaria. Il sistema è costituito di due moduli:

- modulo di valutazione delle condizioni del ponte, che a partire di dati delle ispezioni valuta quali sono i ponti maggiormente danneggiati e contemporaneamente è in grado di fornire le curve di deterioramento;

- modulo di pianificazione delle attività di recupero, che sfrutta le curve di deterioramento per ottimizzare un piano di recupero. Per un dato limite finanziario, questo modulo seleziona quali ponti devono avere priorità e che livello di recupero attuare su ciascuna struttura.

J-BMS è un sistema che usa curve di predizione del deterioramento per i modelli di deterioramento (il deterioramento futuro degli elementi del ponte è stimato attraverso curve di predizione della capacità portante e della durabilità) e algoritmi genetici (GAs)⁴ per l'ottimizzazione.

J-BMS lavora in cinque fasi:

- ispezioni visive;
- valutazione delle performance (capacità di carico e durabilità) delle strutture ispezionate usando i dati raccolti;
- caratterizzazione delle curve di deterioramento dalle quali è possibile stimare la vita utile rimanente della struttura;
- stima degli effetti e dei costi di riparazione, e determinazione di un ottimo piano di rinforzo e riparazione della struttura danneggiata;
- determinazione mediante algoritmi genetici di un ottimo piano di mantenimento della struttura per evitare danni futuri.

Di seguito si riporta uno schema del funzionamento di J-BMS.

⁴ Gli algoritmi genetici (GAs) sono algoritmi basati sul meccanismo della selezione naturale e della genetica naturale, adottati per la determinazione di un ottimo piano di mantenimento.

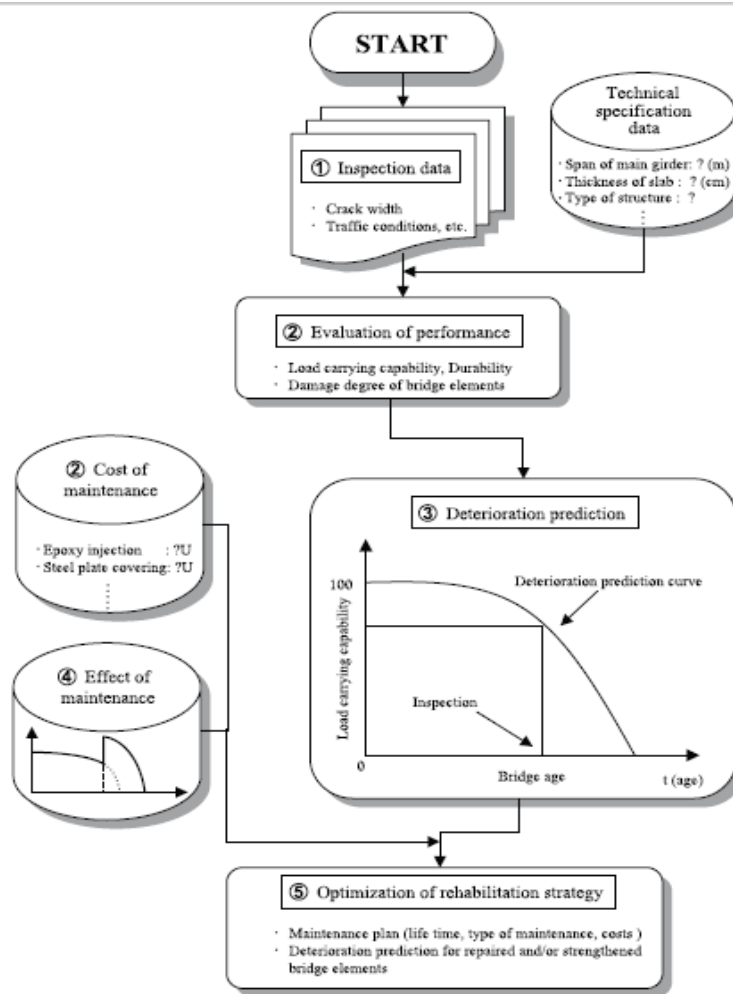


Figura 1.15: “Step per la creazione di un piano di mantenimento”

Questo sistema di bridge management è stato creato principalmente per la valutazione delle condizioni di ponti in calcestruzzo armato, anche se ora è in fase di adattamento a ponti costituiti di altri materiali.

L'applicazione di questo sistema ha dimostrato che l'uso di curve di deterioramento per stimare il progressivo danneggiamento dei ponti e la progressiva perdita di funzionalità, in sinergia con l'uso di algoritmi genetici per minimizzare i costi e massimizzare la qualità ha permesso di creare un potente strumento per la definizione di un piano di mantenimento delle strutture esistenti.

CAPITOLO 2

IL PROBLEMA SISMICO

Il territorio italiano è caratterizzato da una elevata sismicità, come hanno dimostrato recenti eventi catastrofici (terremoto dell'Aquila 6/4/2009 e terremoto in Emilia Romagna 20/5/2012); tuttavia la percezione della pericolosità dei terremoti, relativamente alla salvaguardia delle vite, è stata per lungo tempo sottovalutata.

L'elevato rischio sismico nel nostro Paese è dato non solo dall'elevata sismicità, ma anche dallo scarso turn-over degli edifici. Bisogna, infatti, constatare che la maggior parte degli edifici e delle infrastrutture sono estremamente vulnerabili agli eventi sismici in quanto la loro realizzazione risale a periodi antecedenti la promulgazione di recenti normative antisismiche nazionali ed europee.

Il patrimonio storico e artistico italiano, opere strategiche, edifici pubblici ed edifici adibiti ad attività industriale sono a forte rischio in caso di eventi sismici anche di media intensità. A questa situazione già di per sé critica va aggiunto lo stato della rete infrastrutturale italiana, solo nella Regione Veneto la maggior parte dei ponti risalgono ai primi decenni della seconda metà del secolo scorso e risultano pertanto realizzati senza tenere in considerazione alcun aspetto sismico. La causa di ciò è da ricercarsi nel ritardo con cui in Italia si è iniziato a studiare i fenomeni sismici e la pericolosità connessa a tali eventi; basti ricordare che la prima normativa italiana a

trattare il problema del rischio sismico è il D.M. 14 Gennaio 2008, “Nuove norme tecniche per le costruzioni, mentre in Europa il problema è stato trattato già alla fine degli anni Novanta con la promulgazione nel 1998 dell’Eurocodice 8.

Risulta quindi evidente da questa breve premessa la necessità di intervenire sullo stato dell’arte, per poter limitare i danni che potrebbero verificarsi in caso di sisma. Le strade percorribili sono, in linea teorica, due: la previsione del sisma, ancora impraticabile ad oggi, e la realizzazione di investimenti mirati finalizzati ad aumentare la capacità di resistenza al sisma dei manufatti esistenti. All’attività di adeguamento sismico fa da ostacolo la mancanza di fondi adeguati.

A tale proposito lo scopo del presente elaborato è la realizzazione di semplici abachi mediante i quali sia possibile stabilire, a partire dall’osservazione del manufatto e dalla rilevazione di semplici caratteristiche geometriche e strutturali, l’entità del danno che l’opera può subire per valori di accelerazione al suolo compresi nell’intervallo [0.1g;0.5g].

2.1 Elementi di sismicità

I terremoti sono fenomeni vibratorii associati a scarichi impulsivi delle tensioni accumulate nella crosta terrestre; tra le varie cause che originano questi fenomeni la principale è da considerarsi lo scorrimento che si verifica frequentemente tra le placche adiacenti che costituiscono la superficie terrestre. La perturbazione generata da questi scorrimenti si propaga sottoforma di onde che causano la vibrazione del suolo e di qualsiasi struttura sia presente su di essi.

L'energia rilasciata durante l'evento sismico, detta magnitudo⁵, si propaga nel suolo attraverso diversi tipi di onde che possiamo dividere in due categorie principali a secondo del percorso di propagazione. Il primo tipo sono le onde di volume (*body waves*) che si propagano dalla sorgente sismica (ipocentro)⁶ attraverso il materiale perturbato in tutte le direzioni, mentre il secondo tipo sono le onde superficiali (*surface waves*).

Si è osservato che esistono due tipi di onde di corpo generate simultaneamente dalla sorgente: le onde P (Primaria), o onde di compressione, che sono le più veloci e quindi le prime ad essere avvertite dai sismografi e che hanno come effetto la produzione di un movimento oscillatorio delle particelle in direzione parallela alla direzione di propagazione dell'onda, e le onde S (Secondarie), anche dette onde trasversali o onde di taglio, che provocano nel materiale movimenti oscillatori in direzione perpendicolare alla direzione di propagazione dell'onda.

⁵ La magnitudo è l'energia meccanica sprigionata dal sisma all'ipocentro. Questa grandezza fu introdotta da Richter, un sismologo americano realizzò una scala di classificazione dei terremoti in base alla loro potenza. Tuttavia alla scala Richter è stata preferita la successiva scala Mercalli che dà una misura dell'intensità del sisma, ossia della forza con la quale l'evento sismico si manifesta in base ai suoi effetti distruttivi su persone e manufatti.

⁶ L'ipocentro è il punto di origine del terremoto al di sotto della crosta terrestre, mentre l'epicentro è il punto sulla superficie terrestre posto esattamente sulla verticale condotta dall'ipocentro.

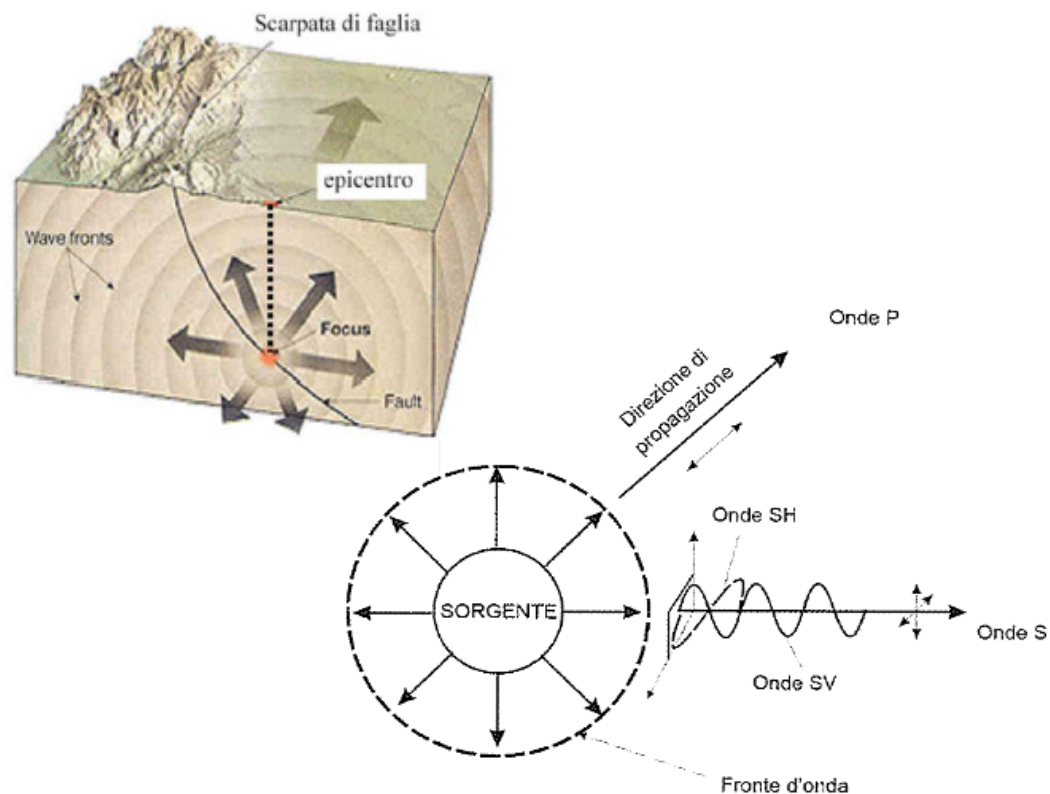


Figura 2.1: "Propagazione delle diverse tipologie di onde generate dal sisma"

Le onde S vengono avvertite sempre dopo le onde P, in quanto le onde superficiali si creano come conseguenza della riflessione delle onde di corpo quando queste raggiungono la superficie terrestre. Tra le onde S distinguiamo le Onde di Rayleigh (SV) e le Onde Love (SH).

Le modalità di propagazione dei due diversi tipi di onde di taglio sono riportate nell'immagine seguente.

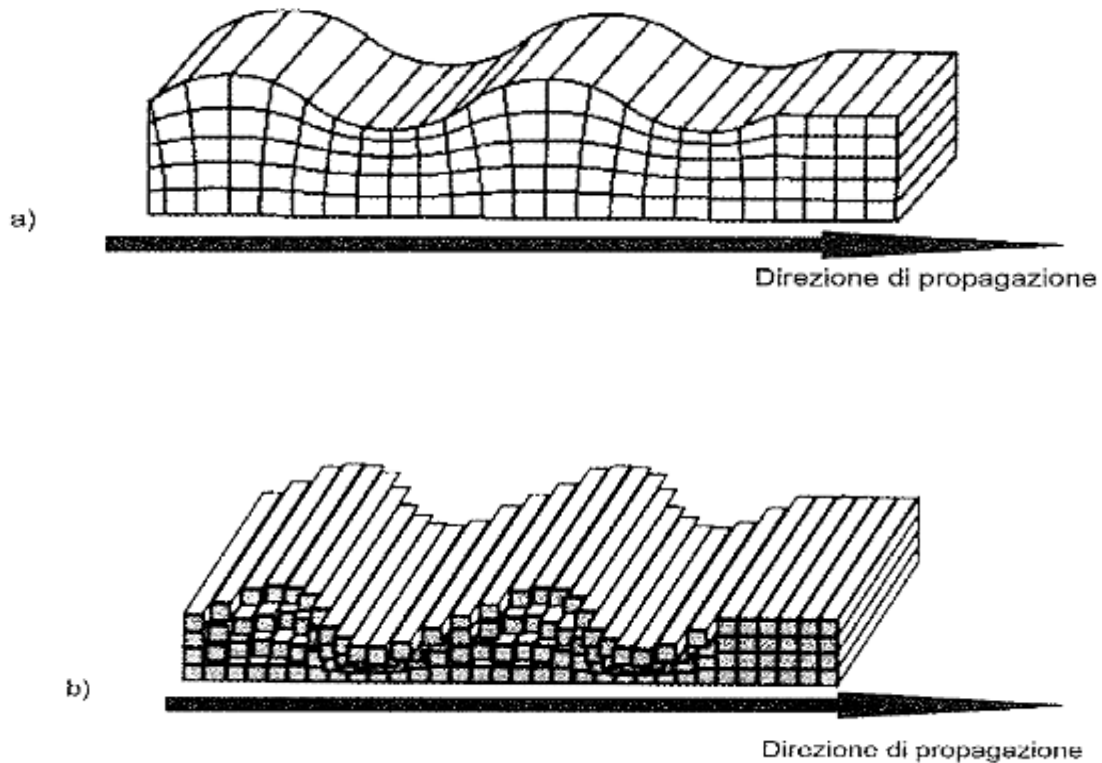


Figura 2.2: "Propagazione delle onde di taglio: a) Onde di Rayleigh che inducono un moto analogo a quello che si ottiene perturbando uno specchio d'acqua; b) Onde Love che producono vibrazioni del terreno sul piano orizzontale ortogonali rispetto alla direzione di propagazione dell'onda."

2.2 Gli accelerogrammi

Lo studio delle onde sismiche e delle loro velocità di propagazione, risulta particolarmente interessante in ambito progettuale; le grandezze più significative alle quali fa riferimento l'ingegneria sismica per lo studio dei terremoti sono l'accelerazione al suolo e la durata del fenomeno stesso.

La rappresentazione nel tempo dell'andamento delle tre componenti di accelerazione registrata prende il nome di accelerogramma.

Le caratteristiche di un sisma che si possono ricavare da un accelerogramma sono:

- l'ampiezza;
- la durata;
- il contenuto in frequenza.

Il parametro più utilizzato per esprimere l'ampiezza del moto sismico è il picco di accelerazione PGA (peak ground motion), ossia il valore più alto, in termini di valore assoluto, registrato per l'accelerazione; tale valore viene di solito valutato per una componente verticale (PGVA) e per una orizzontale (PGHA).

Per durata del moto sismico s'intende invece la durata della porzione strong motion⁷ dell'accelerogramma, calcolabile come: intervallo di tempo tra il primo e l'ultimo superamento di una predeterminata soglia di accelerazione, intervallo temporale tra gli istanti in cui l'energia del segnale è compresa tra il 5% e il 95% dell'energia totale, oppure come somma dei tempi in cui viene superato un prefissato valore di accelerazione.

Infine, il contenuto in frequenza fornisce una descrizione della distribuzione delle ampiezze del moto sismico tra le varie frequenze; tale parametro è indispensabile per svolgere un'analisi sismica, in quanto la risposta dinamica di un sistema dipende non solo dalle ampiezze, ma anche dalle frequenze dei carichi applicati.

Lo studio della frequenza di un segnale discreto, come nel caso dell'insieme dei valori che costituiscono un accelerogramma, può essere eseguito attraverso la procedura chiamata trasformata discreta di Fourier, secondo la quale una funzione di periodo T si può esprimere come somma di n funzioni armoniche semplici (serie di Fourier). Tale

⁷ Con il termine eventi strong motion ci si riferisce a una specifica tipologia di attività sismica caratterizzata da vibrazioni di ampiezza e periodo tali da determinare danni su ambiente e infrastrutture. Quest'attività sismica deve essere distinta dalla più comune attività microsismica, caratterizzata da vibrazioni di debole ampiezza e periodi talmente grandi da non essere percepiti dai normali strumenti di registrazione.

procedura ci permette inoltre di ricavare, tramite lo spettro di Fourier, il valore della frequenza, e quindi del periodo, fondamentale, cioè quello per il quale si ha il valore di ampiezza massimo.

Gli accelerogrammi possono essere di diverso tipo:

- accelerogrammi naturali: riportano una diretta rappresentazione del moto al suolo attraverso caratteristiche quali ampiezza, energia, durata e contenuto in frequenza;
- accelerogrammi sintetici spettro-compatibili: sono registrazioni di eventi realmente accaduti modificati in modo da avere una sorta di “spettro target”;
- accelerogrammi simulati: vengono generati con metodi sia deterministici sia stocastici mediante modellazione in grado di simulare i processi fisici connessi con il moto sismico. Tuttavia la loro applicazione è limitata per l’elevato numero di parametri da definire.

2.3 Gli spettri di risposta elastici

Lo spettro di risposta elastico è un diagramma che fornisce la risposta di un oscillatore elastico semplice in funzione del periodo proprio dell’oscillatore, indotta da un determinato sisma, per un prefissato valore di smorzamento.

La risposta può essere espressa in termini di spostamento, velocità, accelerazione relativa e accelerazione assoluta.

- Spettro di risposta elastico in termini di spostamento relativo

$$S_D(T, \xi) = \max |x(t, T, \xi)|$$

- Spettro di risposta elastico in termini di velocità relativa

$$S_V(T, \xi) = \max |\dot{x}(t, T, \xi)|$$

- Spettro di risposta elastico in termini di accelerazione relativa

$$S_{A,rel}(T, \xi) = \max |\ddot{x}(t, T, \xi)|$$

- Spettro di risposta elastico in termini di accelerazione assoluta

$$S_A(T, \xi) = \max |\ddot{x}(t, T, \xi) + \ddot{x}_g(t)|$$

Nelle precedenti espressioni $x(t)$ rappresenta lo spostamento dell'oscillatore semplice indotto da uno scuotimento del suolo con un'accelerazione pari a \ddot{x}_g , e ξ è il fattore di smorzamento.

Lo spettro di risposta, inoltre, fornisce i valori massimi della risposta di ciascun modo di vibrare di un sistema a molti gradi di libertà.

In campo ingegneristico sono tuttavia più comuni gli spettri cosiddetti di *pseudo velocità relativa* e di *pseudo accelerazione assoluta*, ottenibili direttamente dallo spettro di risposta elastico in termini di spostamento. Infatti, per valori di smorzamento trascurabili ($\xi \rightarrow 0$), la velocità relativa e l'accelerazione assoluta, che si ottengono derivando la funzione spostamento $x(t)$, assumono valori massimi corrispondenti ai massimi di $x(t)$, a meno di una costante. Pertanto si ottiene:

$$S_V(T, \xi) = \omega S_D(T, \xi)$$

$$S_A(T, \xi) = \omega^2 S_D(T, \xi)$$

Lo spettro di pseudo accelerazione è in genere il più utilizzato ai fini normativi. Tale spettro assume una particolare rilevanza quando si approssima il comportamento dinamico con considerazioni di tipo statico; la forza di richiamo elastico di un sistema a un solo grado di libertà risulta pari a:

$$F_{el}(t) = kx(t) = -c\dot{x}(t) - m(\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t))$$

Dove:

- k indica la rigidezza del sistema;
- m indica la massa del sistema;
- c è lo smorzamento del sistema.

La forza massima verrà esercitata quando il sistema raggiungerà lo spostamento relativo massimo, e cioè quando la velocità relativa sarà nulla:

$$\max | F_{el}(t) | = | kx(t) | = | -c\dot{x}(t) - m(\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t)) |$$

da cui:

$$\max | F_{el}(t) | = kS_D = m\omega^2 S_D = mS_A$$

Esprimendo la forza massima in funzione del peso della struttura ($W = mg$), si ottiene:

$$\frac{\max | F_{el}(t) |}{W} = \frac{mS_A}{W} = \frac{S_A}{g} = C_{el}$$

Dove C_{el} è il coefficiente sismico elastico, ricavato dallo spettro elastico una volta noti il periodo e lo smorzamento della struttura.

2.3.1 Spettro elastico di progetto

Per il progetto di nuove strutture o per la valutazione delle condizioni delle strutture esistenti, lo spettro di progetto non può essere ricavato da un accelerogramma ottenuto da un solo scuotimento del terreno, in quanto, risulta evidente, che differenti terremoti presentano picchi non necessariamente in corrispondenza degli stessi periodi.

Lo spettro elastico di progetto risulta quindi essere la sintetizzazione degli effetti di molteplici eventi attesi ed è utilizzato come prescrizione progettuale relativa al livello di forza d'inerzia con cui effettuare la verifica sismica di una struttura elastica in funzione della sismicità locale (valutata come accelerazione massima al suolo a_g) e delle caratteristiche meccaniche della struttura, quali periodo proprio T e smorzamento ξ .

Uno spettro elastico di progetto consiste in una serie di curve mediate e lisce, fino ad ottenere una forma del tipo riportato di seguito.

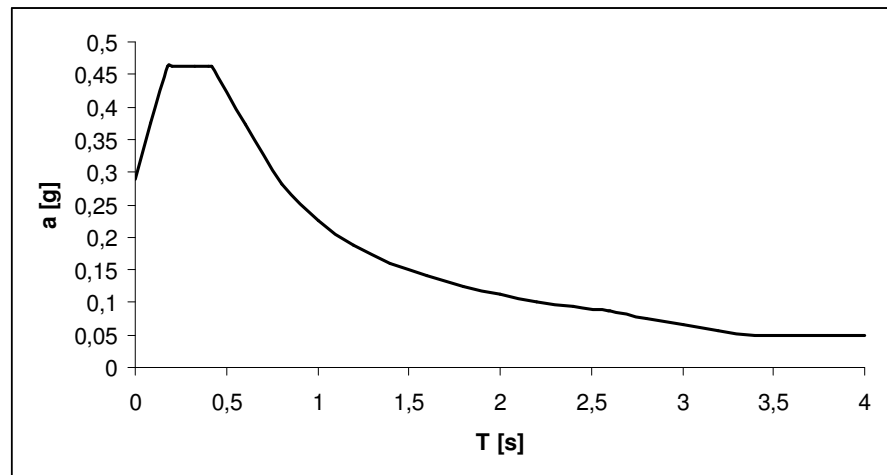


Figura 2.3: “Esempio di spettro elastico di risposta”

Nelle moderne normative lo spettro elastico di progetto deriva generalmente dall'involuppo di due differenti spettri di progetto elastici: il primo relativo a eventi d'intensità media o moderata registrati in prossimità del sito, il secondo invece relativo a eventi registrati a grande distanza dal sito.

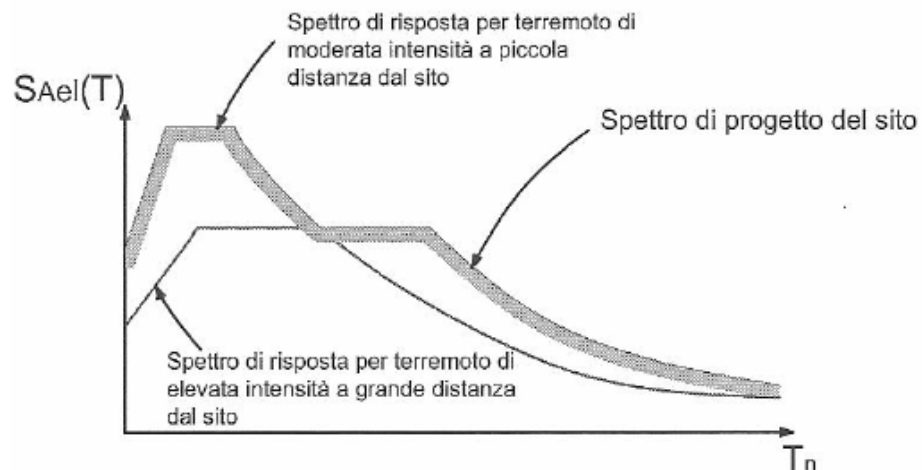


Figura 2.4: “Spettro elastico di progetto definito come involuppo di due spettri elastici di progetto (Chopra, 2001)”

Dallo spettro elastico di progetto appena illustrato, si può notare come per bassi periodi la risposta è governata da terremoti vicini al sito, mentre per alti periodi è governata da terremoti a grande distanza dal sito.

2.4 Pericolosità sismica

La pericolosità sismica è la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo (generalmente pari a cinquanta anni); essa risulta pertanto essere una caratteristica fisica propria di ciascun territorio.

Ragionando in termini probabilistici, quindi, quanto maggiore è la frequenza e l'intensità degli eventi in un'area geografica, tanto maggiore è la sua pericolosità sismica.

Per definire lo scuotimento del suolo o il potenziale di danno del moto si possono usare diversi parametri caratteristici come, ad esempio, la PGA (peak ground acceleration), la PGV (peak ground velocity) e la PGD (peak ground displacement).

In Italia fino al 2003 il territorio nazionale era classificato in tre categorie sismiche a diversa intensità; i decreti ministeriali emanati da Ministero dei Lavori Pubblici tra il 1981 e il 1984 avevano classificato un numero di comuni che rappresentavano nel complesso circa il 45% del territorio nazionale.



Figura 2.5: “Classificazione sismica del territorio nazionale nel 1984”

Nel 2003 sono stati stabiliti dei nuovi criteri per la suddivisione del territorio italiano, basati su studi più recenti della pericolosità sismica, condotti con approcci aggiornati e condivisi a livello internazionale.

Il risultato di questa grande opera innovatrice è stato la pubblicazione dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, nella Gazzetta Ufficiale n. 105 dell’8 maggio 2003.

Tale provvedimento ha portato alla realizzazione della “Mappa di Pericolosità Sismica Nazionale 2004”, che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell’accelerazione massima (a_g) attesa con una probabilità di superamento del 10% in un periodo di riferimento di 50 anni su suolo rigido e pianeggiante.

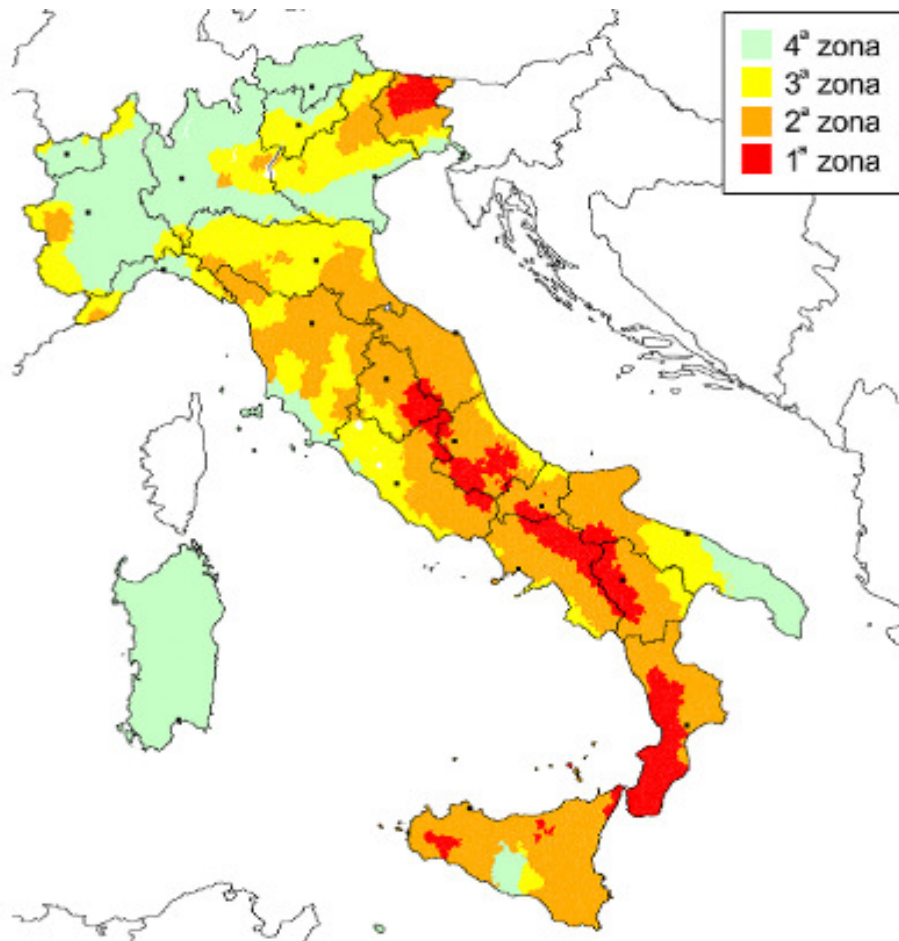


Figura 2.6: “Classificazione sismica del territorio nazionale secondo l’OPCM 3274”

Con quest’ordinanza del 2003 il territorio nazionale viene suddiviso in quattro nuove zone sismiche a pericolosità decrescente.

Le quattro zone presentano le seguenti caratteristiche:

- Zona 1 (indicata in rosso): è la zona più pericolosa soggetta anche a terremoti di forte intensità;
- Zona 2 (in arancione): i territori a essa appartenenti possono essere soggetti a terremoti abbastanza forti;
- Zona 3 (in giallo): caratterizzata da scuotimenti modesti, oppure terremoti forti ma raramente;

- Zona 4 (in grigio): è la zona meno pericolosa caratterizzata da terremoti rari e di ridotta intensità.

Confrontando questa mappa con la precedente, relativa alla classificazione sismica del 1984, si può notare come, con la suddivisione in tre sole zone, parte del territorio nazionale non fosse classificata; questa porzione territoriale è stata sostituita in buona parte dalla zona 4.

Nei territori appartenenti alla zona 4, caratterizzati cioè da una pericolosità sismica molto ridotta, è facoltà delle Regioni l'emanazione di provvedimenti antisismici.

Un'ulteriore novità introdotta dall'OPCM 3274/2003 è l'attribuzione, a ciascuna zona, di un valore dell'azione sismica, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (a_{bedrock}):

- Zona 1 = $0.35g = 3,43 \text{ m/s}^2$
- Zona 2 = $0.25g = 2,45 \text{ m/s}^2$
- Zona 3 = $0.15g = 1,47 \text{ m/s}^2$
- Zona 4 = $0.05g = 0,49 \text{ m/s}^2$

Avendo indicato con g l'accelerazione di gravità pari a $9,81 \text{ m/s}^2$.

Le novità introdotte sono state ulteriormente affinate, grazie soprattutto agli studi svolti da alcuni enti di ricerca, e un aggiornamento sullo studio della pericolosità sismica è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

Il nuovo studio di pericolosità contenuto nell'OPCM 3519, ha introdotto come strumento per la classificazione del territorio degli intervalli di accelerazione al suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, da attribuire alle quattro zone

già introdotte nel 2003. Questi intervalli di accelerazione sono ancora espressi come multipli dell'accelerazione di gravitazionale, e sono:

- Zona 1: $a_g > 0.25g$
- Zona 2: $0.15 < a_g < 0.25g$
- Zona 3: $0.05 < a_g < 0.15g$
- Zona 4: $a_g < 0.05g$

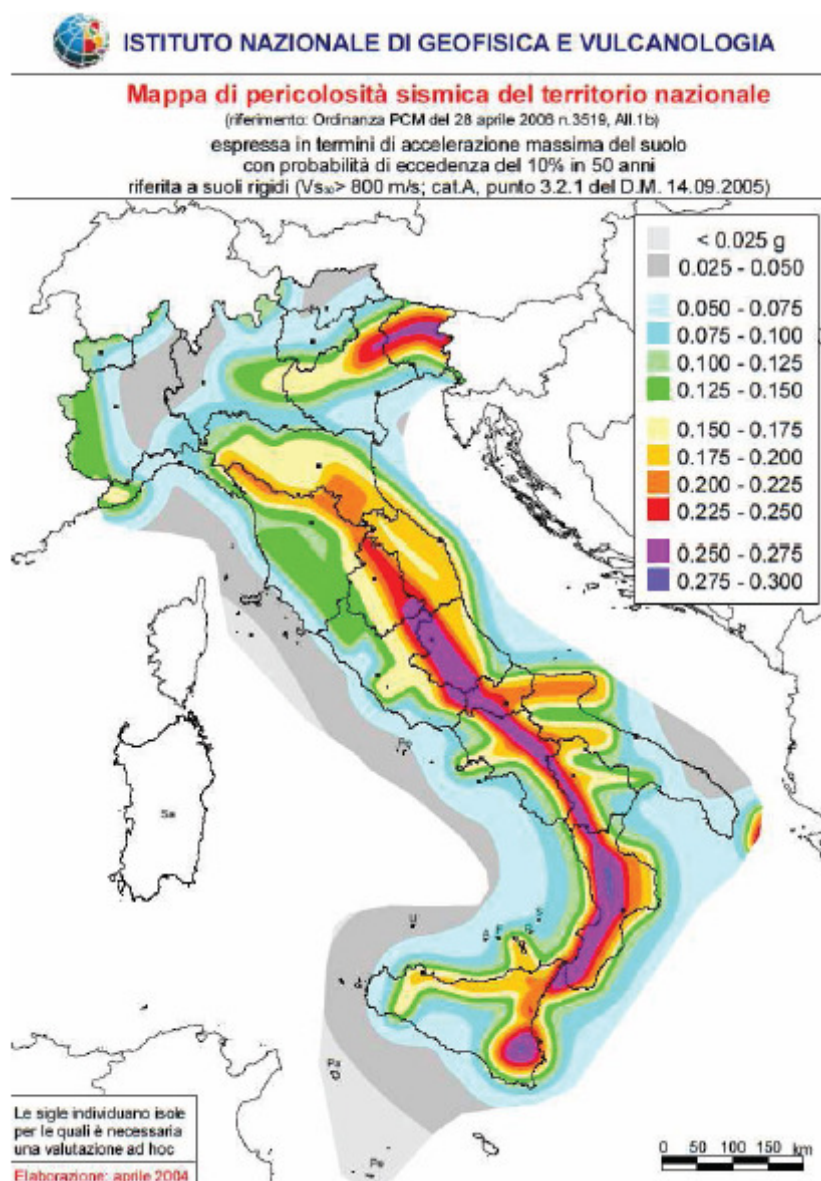


Figura 2.7: “Mapa di pericolosità sismica nazionale secondo OPCM 3519”

Di seguito si riporta a titolo esemplificativo la suddivisione dei circa 8060 comuni italiani nelle diverse zone.

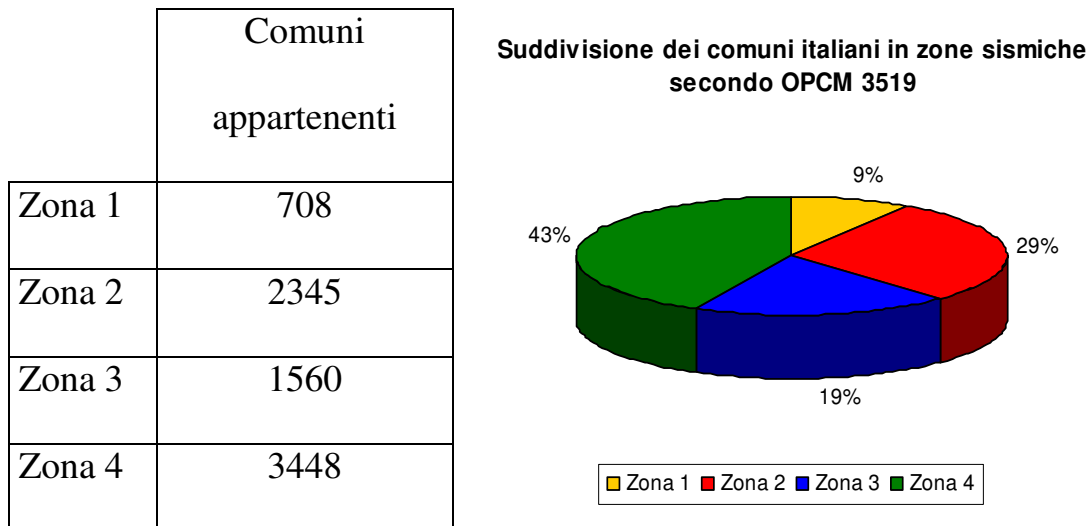


Figura 2.8: “Suddivisione dei comuni per zona sismica”

Attualmente la classificazione è in continuo aggiornamento, man mano che vengono effettuati nuovi studi di pericolosità sismica in un determinato territorio. A ciascun territorio è stato attribuito un valore di pericolosità di base, espresso in termini di ag, che non ha però influenza sulla progettazione.

Per avere indicazioni precise su progettazione e verifica sismica bisogna, infatti, riferirsi alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008.

2.4.1 Le Norme Tecniche per le Costruzioni

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. Infrastrutture del 14 gennaio 2008) entrate in vigore il 1 luglio 2009, sviluppate in seguito ad eventi sismici gravi che hanno interessato il territorio italiano, sono state introdotte con lo scopo di semplificare le operazioni connesse alla progettazione in zona sismica.

Con questa normativa è stata sviluppata una nuova metodologia per definire la pericolosità sismica, e conseguentemente le azioni sismiche di progetto, in un determinato territorio, in modo da avere una definizione univoca delle regole di progettazione e adeguamento in ambito sismico.

Sulla base delle NTC⁸, per ogni costruzione nuova o esistente, si deve valutare un'accelerazione di riferimento fornita in funzione delle coordinate geografiche del luogo e della vita nominale (V_N) dell'opera.

Questa accelerazione rappresenta un valore di base di pericolosità, definito per ogni punto del territorio nazionale, che è stato suddiviso in maglie quadrate di lato pari a 5 km, indipendentemente dai confini amministrativi. Nei punti di maggior rilievo di ciascuna maglia sono noti, per ogni Stato Limite di riferimento, i valori dei parametri necessari a costruire gli spettri di risposta.

Oltre a questi dati, essenziali come input per la progettazione, sono necessarie informazioni riguardanti la vita utile e all'utilizzo dell'opera, oltre che alle caratteristiche geometriche e strutturali.

Rispetto alla normativa precedente, con le NTC tutto il territorio nazionale viene dichiarato a rischio sismico, rendendo quindi obbligatorio progettare nuove costruzioni ed intervenire su quelle esistenti tenendo conto dell'azione sismica agente.

⁸ NTC è l'acronimo con cui usualmente ci si riferisce alla Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008.

La classificazione sismica, che individua per ciascun comune la zona sismica di appartenenza, rimane utile solo ai fini di gestione della pianificazione di specifici interventi e al controllo del territorio.

Di seguito si riporta una mappa del rischio sismico recente.

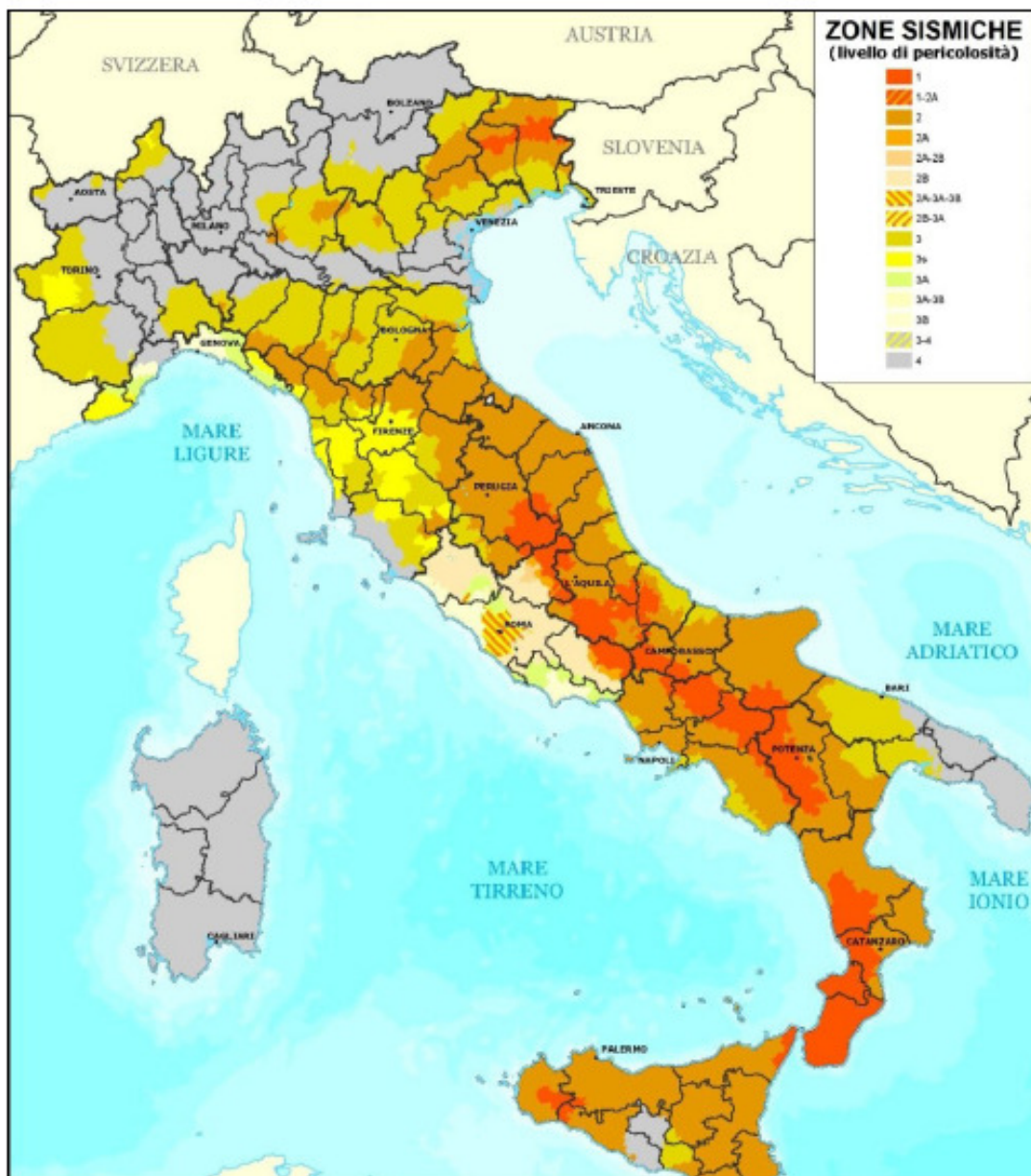


Figura 2.9: “Classificazione sismica del territorio italiano al 2012 secondo il Dipartimento della Protezione Civile”

Le NTC pongono come obiettivo nei riguardi dell'azione sismica, il controllo del danneggiamento della struttura in seguito a eventi tellurici che possono verificarsi in un sito. L'azione sismica è valutata a partire da una pericolosità sismica di base, che deve essere valutata per ciascuna zona in cui è mappato il suolo nazionale da studi condotti con dati aggiornati e metodologie validate.

La pericolosità sismica è, infatti, l'elemento primario per la determinazione delle azioni sismiche, che devono poi essere variate in conformità con quanto previsto dalle NTC per tenere conto degli effetti locali (stratigrafia e morfologia del terreno).

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni e dalle forme spettrali.

Le forme spettrali previste sono caratterizzate da diverse probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . La normativa vigente, infatti, definisce quattro stati limite per le verifiche sismiche:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di Collasso (SLC)

Questi stati limite individuano quattro differenti scenari che, all'aumentare dell'azione sismica fanno corrispondere quattro diversi gradi di danneggiamento della struttura e degli elementi non strutturali progressivamente crescenti.

Ai quattro stati è associata, nella vita di riferimento V_R della costruzione, che deve essere fissata, una differente probabilità di superamento P_{VR} .

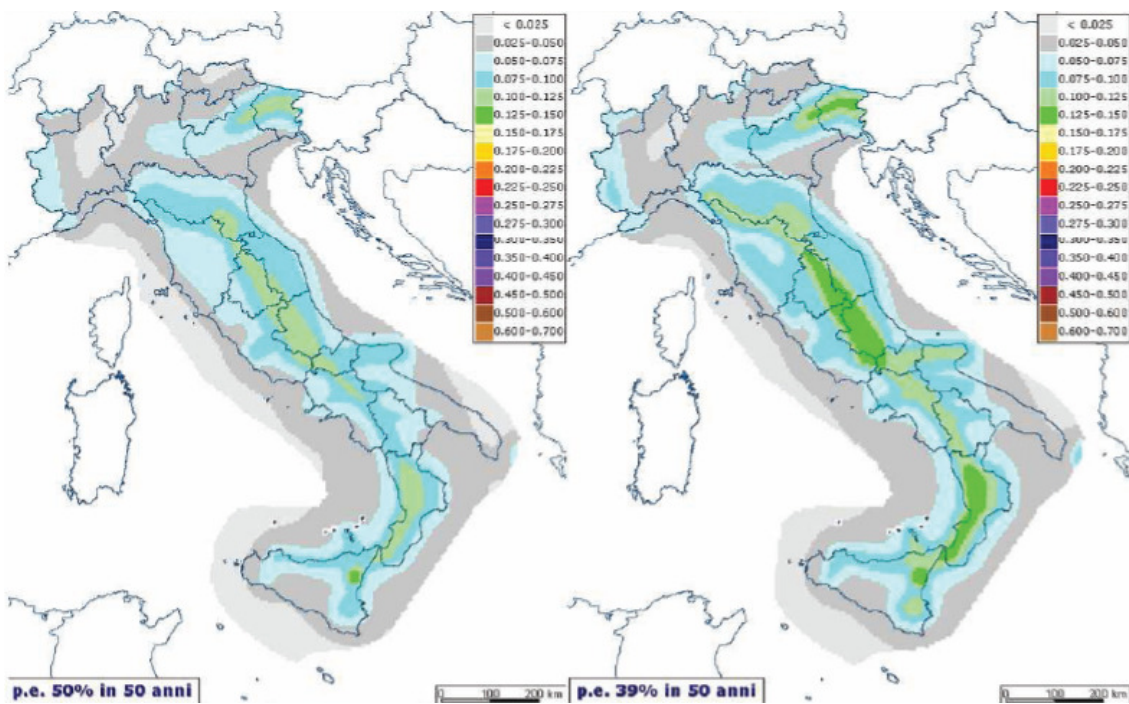
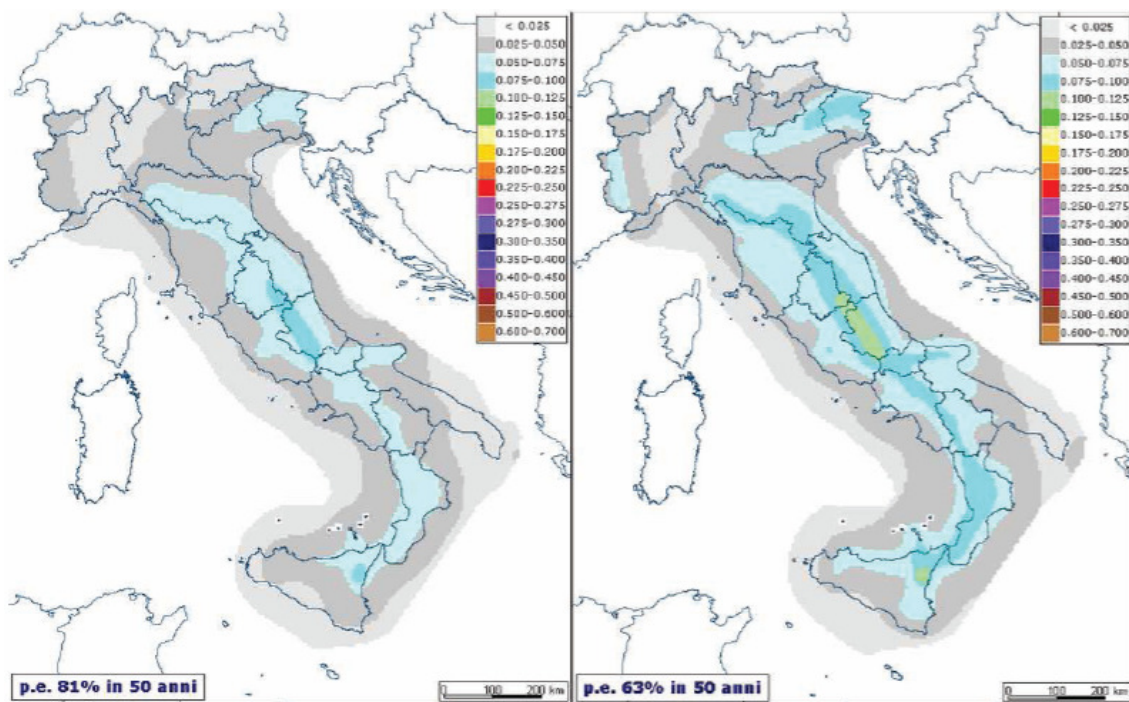
Le relative probabilità di eccedenza sono pari rispettivamente a 81%, 63%, 10%, 5%.

Con il periodo di riferimento espresso in anni, per ogni probabilità di superamento, il tempo di ritorno del sisma risulta pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il tempo di ritorno T_R è definito come il tempo medio in cui un assegnato valore d'intensità dell'evento sismico viene eguagliato o superato almeno una volta; pertanto all'aumentare del tempo di ritorno ci si aspetteranno eventi sismici sempre più rilevanti.

Tale aspetto è messo in evidenza dall'immagine successiva dove sono confrontate diverse mappe di pericolosità sismica redatte dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), in termini di PGA, con probabilità di superamento in 50 anni di pari a: 81%, 63%, 50%, 39%, 30%, 22%, 5% e 2%, corrispondenti a periodi di ritorno di 30, 50, 72, 100, 140, 200, 975 e 2475 anni.



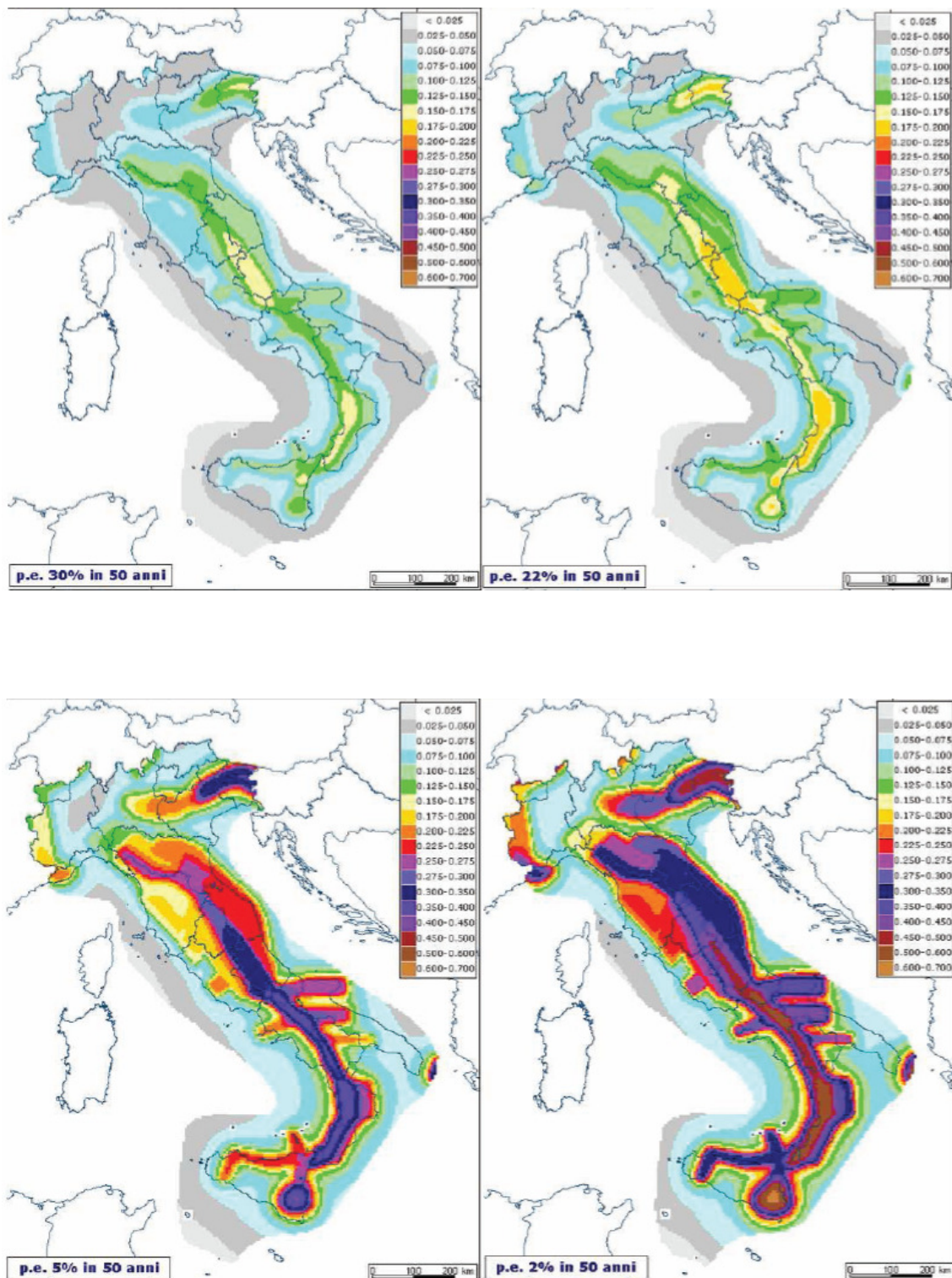


Figura 2.10: “Mappe di pericolosità sismica del territorio italiano per diversi valori di probabilità di superamento in un periodo di riferimento di 50 anni, espresse in termini di PGA su suolo rigido”

Le forme spettrali delle NTC sono inoltre definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione massima al suolo;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di questi parametri sono forniti, per tutti i 10751 punti del reticolo di riferimento e per nove valori del tempo di ritorno, nell'allegato B delle NTC. Per qualunque altro punto non ricadente nei nodi di riferimento è possibile ottenere i valori dei tre parametri come media pesata dei valori che questi assumono in corrispondenza dei vertici della maglia del reticolo contenente il punto in esame, utilizzando come pesi i reciproci delle distanze del punto dai quattro vertici.

Oltre a tutto ciò per individuare compiutamente il valore dell'azione sismica di progetto occorre tenere conto di: geometria della struttura, dimensioni, regolarità in pianta e in altezza, eventuali risorse di duttilità.

2.5 L'approccio alla progettazione sismica

L'approccio attuale alla progettazione antisismica prevede che possano essere tollerati anche deformazioni e/o danni alla struttura portante dell'edificio, purché questi non ne compromettano significativamente la stabilità portando la struttura al collasso. Progettare, infatti, una struttura seguendo il principio che questa rimanga in campo elastico anche in caso di eventi di forte intensità, oltre a non essere una filosofia

economicamente vantaggiosa, non consente in alcun modo di sfruttare le risorse di cui i materiali componenti la struttura sono dotati una volta usciti dal campo a comportamento elastico.

Il limite elastico può essere pertanto superato e, prima di giungere a rottura, l'opera può sperimentare stati di comportamento non elastico, che permettano lo sfruttamento delle riserve plastiche dei vari elementi.

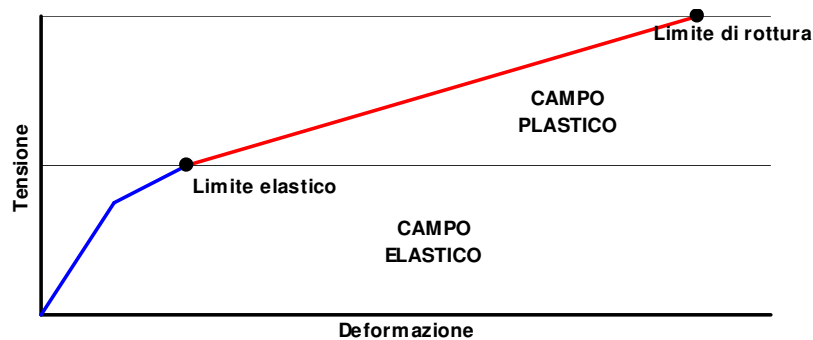


Figura 2.11: "Comportamento delle strutture in un legame tensione-deformazione"

Un esempio concreto dell'applicazione di questo principio è, nel caso di un edificio a telaio, la formazione di cerniere plastiche all'interno di travi e pilastri nel rispetto della gerarchia delle resistenze⁹, oppure il verificarsi di grandi deformazioni negli elementi, sempre nell'ipotesi che la struttura conservi il suo equilibrio globale.

⁹ La gerarchia delle resistenze prevede che le cerniere plastiche si formino prima alle estremità delle travi e solo in casi estremi nei pilastri

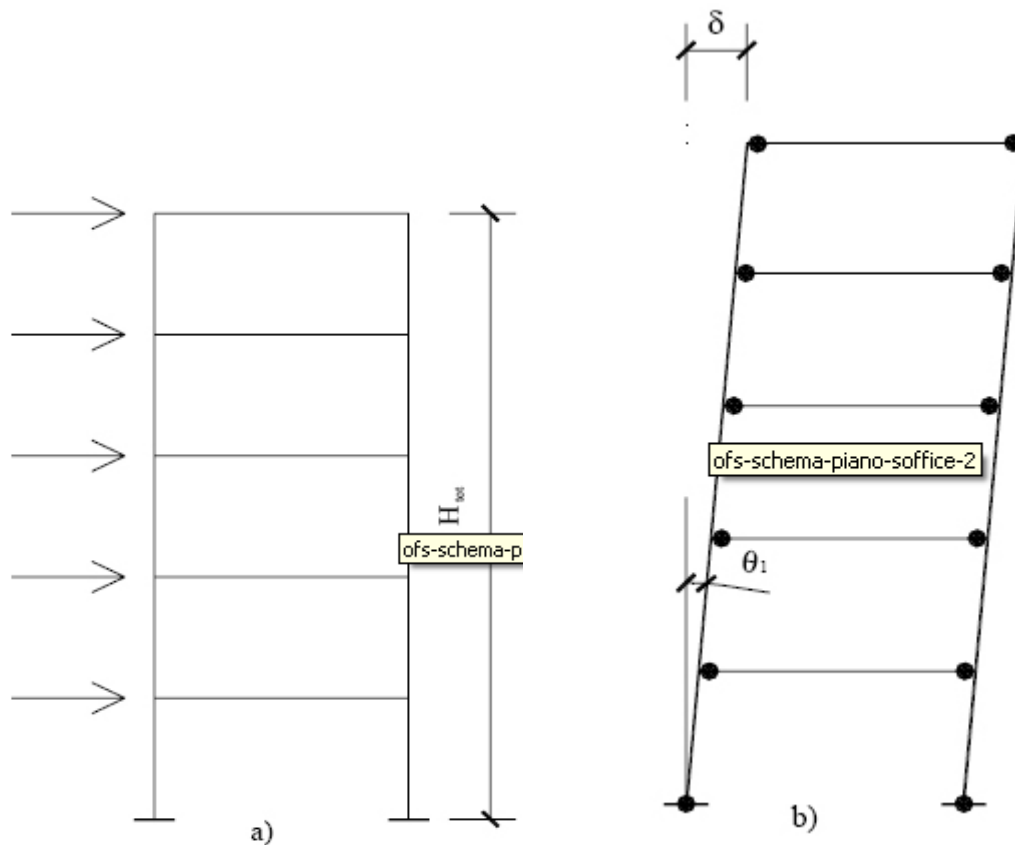


Figura 2.12: “Esempio di formazione di cerniere plastiche per grandi spostamenti (figura b) per una struttura soggetta ad azioni orizzontali (figura a)”

La formazione di cerniere plastiche non è una peculiarità delle strutture a telaio, poiché queste possono formarsi anche alla base di spalle o pile da ponte come conseguenza di un'azione sismica orizzontale.

Nella progettazione e verifica vengono poi posti ulteriori limiti derivanti dal fatto che: se la struttura dovesse essere interessata da un'azione sismica di intensità tale da determinarne il collasso, questo deve avvenire secondo tempi e modalità tali da permettere a tutti gli occupanti di abbandonare la struttura senza pericolo di vita; a fronte di ciò si preferisce un comportamento duttile (tenendo quindi in considerazione il comportamento non lineare dei materiali e la loro riserva di plasticità) ad un comportamento fragile.

Anche le verifiche sismiche, che saranno illustrate dettagliatamente nel paragrafo seguente, tengono conto di quest'approccio. Nonostante sia da preferire un approccio non lineare perché più aderente al reale comportamento della struttura e in grado di simulare lo stato effettivo di danno dopo un evento sismico, tra le diverse tipologie di analisi abbiamo anche quelle lineari che, pur presentando dei limiti, sono uno strumento di facile utilizzo e quindi largamente utilizzato nel campo della progettazione.

2.6 Metodi di analisi e verifica della risposta strutturale

Le procedure per il calcolo e per la verifica della risposta strutturale possono essere di tipo lineare o non lineare. Le procedure lineari prevedono un'analisi di tipo elastico e il calcolo delle deformazioni e delle sollecitazioni su ciascun elemento; i risultati devono poi essere corretti con opportuni coefficienti per tenere conto degli effetti non lineari. Tali procedure, come detto nel paragrafo precedente, forniscono risultati distanti dal reale comportamento, soprattutto nel caso di strutture che presentano irregolarità in pianta e in altezza.

Le procedure non lineari invece prevedono analisi dinamiche al passo, con l'integrazione diretta dell'equazione del moto, o statiche applicando cioè alla strutture forze orizzontali monotone crescenti fino ad un limite prefissato. Entrambe queste procedure prevedono una modellazione elasto-plastica della struttura, permettendo quindi di ottenere risultati più aderenti alla realtà.

Individuiamo quattro categorie fondamentali di procedure di analisi per il calcolo della risposta strutturale nel caso di un evento sismico:

- analisi statica lineare (LSA)
- analisi dinamica lineare (LDA)
- analisi statica non lineare (NLSA - PUSHOVER)
- analisi dinamica non lineare (NLDA)

Di seguito saranno illustrate brevemente le caratteristiche di ciascun tipo di analisi.

2.6.1 Analisi statica lineare

In questo tipo di analisi le forze sismiche di progetto sono rappresentate mediante un sistema di forze statiche orizzontali e il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti è eseguito su un sistema elastico lineare.

Il metodo prende in considerazione il primo modo di vibrare della struttura sia in direzione x sia in direzione y. Una volta calcolati i periodi propri fondamentali nelle due direzioni, utilizzando lo spettro di progetto, è possibile ricavare le forze massime di taglio alla base della struttura.

$$V_b^{\max} = \frac{S_A(T_1) \cdot W}{g}$$

Dove S_A è l'ordinata dello spettro di progetto in pseudo accelerazione corrispondente al periodo T_1 della struttura, e W è il peso complessivo della struttura stessa.

Nel caso di struttura multipiano il taglio alla base è distribuito tra i vari piani proporzionalmente alle forze d'inerzia corrispondenti al modo fondamentale. Le NTC forniscono la seguente relazione:

$$F_i = F_h \frac{(z_i \cdot W_i)}{\sum (z_k \cdot W_k)}$$

con:

- F_i forza da applicare al livello i-esimo del telaio;
- F_h forza di taglio alla base;
- W_i e W_k pesi delle masse rispettivamente ai livelli i e k;
- z_i e z_k altezze dei piani i e k rispetto al piano di fondazione.

L'analisi fornisce risultati attendibili solo nel caso di strutture che rispondano al sisma con un solo modo di vibrare, in questi casi la massa partecipante relativa al primo e unico modo di vibrare è molto elevata (>90% della massa totale); tipicamente rispondono in questo modo manufatti medio bassi senza effetti torsionali significativi.

2.6.2 Analisi dinamica lineare

Appartengono a questa categoria due differenti tipologie di analisi:

- analisi modale spettrale
- analisi time history

2.6.2.1 Analisi modale spettrale

Questo tipo di analisi è considerata la normale procedura per la definizione delle sollecitazioni di progetto, in quanto considera tutti i modi di vibrare che danno un contributo significativo in termini di massa partecipante alla risposta strutturale.

Affinchè la verifica sia soddisfatta la somma delle masse modali efficaci, per tutti i modi considerati, deve essere maggiore dell'85% della massa totale nelle due direzioni principali (x e y).

Una volta individuati i modi di vibrare principali della struttura, si calcola per ciascuno la risposta sismica sfruttando uno spettro di risposta. La combinazione delle risposte sismiche per ottenere il valore massimo probabile di un qualsiasi effetto è dato da formule di derivazione statistica; le più usate sono:

- SRSS (square root sum square, radice quadrata della somma dei quadrati delle singole risposte modali);
- CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa)

La differenza sostanziale con l'analisi statica lineare è il fatto che con questa procedura vengono considerate anche le caratteristiche dinamiche della struttura nel calcolo dei parametri di risposta.

Questa procedura risulta più facilmente applicabile rispetto alla procedura lineare nel dominio del tempo, ma il risultato ottenuto è espresso solamente in termini di risposta massima, e nessuna informazione è data in merito alla frequenza e al numero di cicli cui è sottoposta la struttura.

2.6.2.2 Analisi time history

In questa procedura si utilizza un modello tridimensionale con elementi elasto-plastici per calcolare la risposta sismica mediante l'integrazione delle equazioni del moto: si applicano alla struttura accelerogrammi spettrocompatibili con lo spettro di risposta elastico. Poiché i risultati sono suscettibili degli accelerogrammi utilizzati, la

normativa impone l'utilizzo di almeno tre terne di accelerogrammi (ciascuna terna è composta di tre accelerogrammi contemporaneamente agenti nelle tre direzioni principali) per calcolare la condizione più gravosa. Come è facilmente intuibile tale procedura è poco utilizzata nelle analisi ordinarie per l'elevato onere computazionale richiesto.

2.6.3 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare, o pushover, permette di ottenere informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità della struttura, rappresentando quindi una valida alternativa alle procedure di analisi dinamica lineare.

La curva di capacità della struttura (curva taglio alla base - spostamento di un punto ritenuto significativo per il comportamento globale) viene valutata mediante l'applicazione di un sistema di forze monotone crescenti ad un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali e ipotizzando un comportamento non lineare del materiale. La capacità viene confrontata con la domanda del sisma, ottenuta mediante la rappresentazione degli spettri elastici di progetto.

Questo tipo di analisi si basa sull'ipotesi che la risposta sismica della struttura reale sia sempre confrontabile con quella di un oscillatore semplice a un grado di libertà ad essa equivalente, ossia che la risposta stessa sia controllata da un unico modo di vibrare che rimane costante durante tutta la storia di carico. Tale ipotesi è, in generale, poco attendibile: la risposta sismica può essere notevolmente influenzata dai modi di vibrare superiori, soprattutto nel caso in cui la struttura presenti delle irregolarità.

Un altro limite è rappresentato dal fatto che non si tiene generalmente in conto che le forze applicate, dipendenti dagli effetti che inducono sulla struttura, dovrebbero variare ad ogni step successivo dell'analisi.

Esistono pertanto, in letteratura, metodi pushover che cercano di rimediare a queste limitazioni, come, ad esempio: Metodo N2 (Fajfar, Fischinger 1985), metodo DCM (Displacement Coefficient Method, Linee Guida FEMA e NEHPR), metodo Modal Pushover Analysis (A. Chopra).

2.6.4 Analisi dinamica non lineare

In questo metodo si prevede sia la variazione della rigidità strutturale sia delle forze orizzontali: per rappresentare numericamente il complesso di eventi che affronta la struttura durante un sisma, è necessario integrare nel dominio del tempo l'equazione generale del moto, includendo gli effetti di non linearità per materiale e per geometria. Per risolvere il problema si fa riferimento ad algoritmi numerici d'integrazione al passo che forniscono la funzione spostamento al variare del tempo.

Per avere risultati attendibili occorre ricreare un modello quanto più aderente possibile alla struttura reale, rappresentando geometricamente gli elementi strutturali e caratterizzandoli da un punto di vista meccanico con legami di tipo anelastico, definendo i vincoli interni ed esterni e definendo l'azione sismica. Dato che l'azione sismica è aleatoria, così come avveniva per l'analisi time history, la normativa italiana prevede che sia effettuato lo studio della risposta strutturale della struttura per almeno tre accelerogrammi spettrocompatibili diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali.

Dalla descrizione del metodo si può facilmente intuire che questo metodo di analisi è in assoluto il più complesso tra tutti quelli finora descritti, ma parallelamente è anche quello che fornisce risultati più attendibili.

CAPITOLO 3

L'EFFETTO SISMICO SUI PONTI

Per valutare correttamente la vulnerabilità sismica di una rete infrastrutturale è necessario andare a valutare innanzitutto la fragilità degli elementi che la compongono. Nella maggioranza dei casi i punti critici di una rete infrastrutturale sono i ponti, oggetto di studio di questo elaborato, essendo gli unici elementi principalmente a rischio nel caso di sollecitazioni sismiche.

I ponti sono opere che, seppur complesse a prima vista, possono essere schematizzate attraverso schemi strutturali più semplici di quelli richiesti per altre opere civili. Questa peculiarità dei ponti presenta aspetti positivi e negativi: se da un lato, infatti, utilizzando schemi semplici si ha la possibilità di sviluppare modelli teorici e analisi molto più aderenti alla realtà, e quindi coerenti con la risposta della struttura reale, per contro l'utilizzo di modelli semplificati potrebbe portare a conseguenze disastrose a causa del ridotto numero di vincolo sovrabbondanti presenti. Le strutture da ponte sono, infatti, per lo più isostatiche e anche nel caso in cui siano iperstatiche, il grado d'iperstaticità è molto basso, ciò impedisce elevate escursioni in campo plastico, dovendo quindi considerare per il ponte un comportamento principalmente elastico.

I danni sui ponti però sono di notevole importanza in quanto, oltre al rischio di perdita di vite umane, che caratterizza tutte le opere civili, possono avere un impatto negativo

in termini di gestione della viabilità, operazioni di soccorso ed anche a livello economico.

3.1 Cause di danno sui ponti

Analizzando i danni provocati dai principali terremoti, si nota come questi sono in generale riconducibili a difetti progettuali e inefficienze strutturali, che sono a loro volta una diretta conseguenza delle modalità di analisi e di progetto che fanno riferimento ad una risposta strutturale in campo elastico, adottata a partire dagli anni settanta e ancora in uso in alcuni stati.

Le conseguenze dell'approccio elastico sono:

- sottostima degli spostamenti;
- sottostima delle forze sismiche;
- non considerazione delle riserve strutturali in campo plastico.

Di seguito si riporta una breve descrizione con esempi fotografici dei tre principali errori progettuali sopracitati.

3.1.1 Sottostima degli spostamenti

La stima degli spostamenti, in presenza di forze orizzontali, associata, ad esempio, all'uso di sezioni interamente reagenti piuttosto che fessurate, risulta fortemente sottostimata rispetto a quelli reali attesi.

L'effetto negativo principale di aver sottostimato gli spostamenti si riscontra nella definizione in fase progettuale della lunghezza delle sedi di appoggio di travi e impalcati e nel dimensionamento dei giunti strutturali.

In generale, infatti, le sedi di appoggio risultano troppo corte e questo porta in caso di azioni sismiche a danni disastrosi.

Tra i principali danni dovuti alla perdita d'appoggio vi sono: lo scivolamento dell'impalcato (Figura 3.2) e il martellamento dell'impalcato sulla spalla (Figura 3.3).

L'inadeguato dimensionamento dei giunti strutturali causa invece il martellamento tra sezioni distinte dell'impalcato (Figura 3.4.)



Figura 3.1: “Lunghezza inadeguata delle sedi di appoggio”



Figura 3.2: “Perdita di appoggio con scivolamento dell’impalcato”



Figura 3.3: “Martellamento della sovrastruttura contro la spalla”



Figura 3.4: “Martellamento tra due sezioni d’implacato per effetto dell’errato dimensionamento del giunto strutturale”

3.1.2 Sottostima delle forze sismiche

La sottostima delle forze sismiche produce un rapporto tra carichi statici e forze sismiche errato, che condiziona negativamente il dimensionamento degli elementi strutturali e ha portato in passato all’omissione di vincoli in grado di resistere a forze orizzontali.

Le forze statiche e le forze sismiche, agenti nelle due direzioni principali si combinano come illustrato nella seguente immagine.

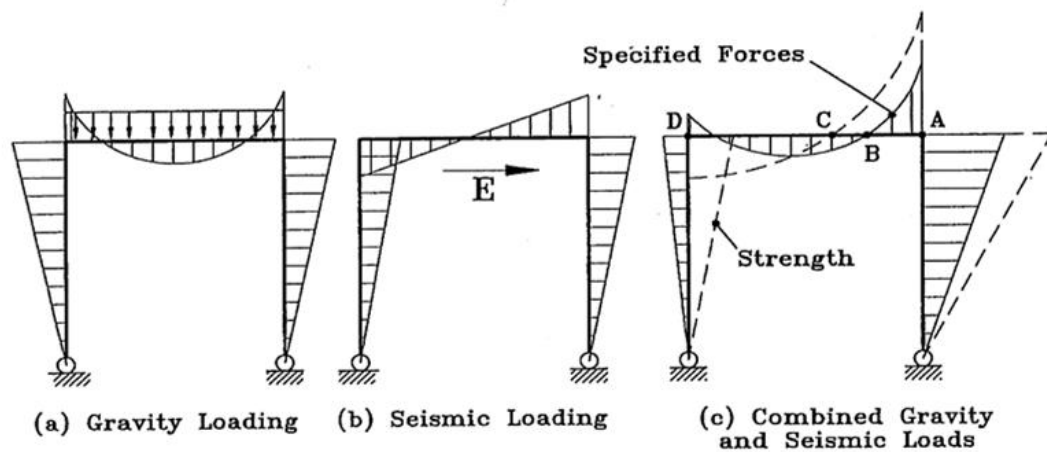


Figura 3.5: "Distribuzione dei momenti flettenti per effetto della combinazione dei carichi statici e dell'azione sismica"

Se non si considera tale combinazione di forze, s'incorre in una stima per difetto delle azioni agenti sulla struttura. Questo può portare come diretta conseguenza a un sottodimensionamento degli elementi componenti la struttura e a strutture verticali non sufficientemente armate. In presenza di azione sismica i danni più frequenti dovuti a questa sottostima sono rotture per pressoflessione o per taglio degli elementi verticali per forze di intensità minore a quelle previste in fase di progetto (Figura 3.6 e seguenti).

Inoltre si può osservare nelle strutture la completa mancanza di vincoli orizzontali atti a bloccare gli spostamenti della struttura in direzione orizzontale.



Figura 3.6: “Rottura per taglio delle pile - Terremoto Loma Prieta (California) 1989”



Figura 3.7: “Rottura per flessione delle pile - Terremoto Kobe (viadotto Fukae) 1995”



Figura 3.8: “Rottura e conseguente schiacciamento delle pile - Terremoto Northridge (California) 1994”



Figura 3.9: “Rottura per taglio delle pile ed incipiente ribaltamento - Terremoto Chi-Chi (Taiwan) 1999”



Figura 3.10: “Punzonamento di una pila attraverso la sede stradale della Route 1, nell’area di Watsonville, durante il terremoto di Loma Prieta del 1989”

3.1.3 Mancata considerazione delle riserve plastiche

La mancata considerazione delle riserve plastiche della struttura e dei materiali è un errore molto frequente nelle strutture meno recenti, ed è la diretta conseguenza della progettazione solo in campo elastico. Seguendo questa filosofia di progetto si trascura quella che è invece l’attuale linea di pensiero ossia il concetto di gerarchia delle resistenze, o capacity design, che se seguito consente di fare una previsione abbastanza realistica delle eventuali modalità di collasso della struttura.

Nelle normative moderne, e quindi anche nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, si fa riferimento al concetto di gerarchia delle resistenze. Principalmente le norme prevedono che le strutture soggette ad azione sismica e non dotate di dispositivi dissipativi (es. isolatori sismici), debbano essere progettate in accordo con uno dei due seguenti comportamenti strutturali:

- comportamento non dissipativo: cui ci si riferisce quando si progetta agli Stati Limite di Esercizio e non si tiene conto delle non linearità geometriche o del materiale;
- comportamento dissipativo: cui ci si riferisce in fase di progettazione agli Stati Limite Ultimi e si tiene conto delle non linearità di materiale e anche di quelle geometriche quando quest'ultime assumano un peso rilevante.

Le fondazioni, che sono dimensionate sulla base delle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura, devono avere sempre un comportamento non dissipativo.

Nel caso di strutture con comportamento strutturale dissipativo, la norma individua due livelli di capacità dissipativa o Classi di Duttilità:

- CDA - classe di duttilità alta;
- CDB - classe di duttilità bassa.

Queste due classi differiscono nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riferisce in fase di progettazione. Tutte le strutture appartenenti sia alla classe CDA sia alla classe CDB devono avere un comportamento dissipativo e duttile, senza il rischio di rotture fragili e l'insorgere di meccanismi instabili, e inoltre devono essere progettate nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze.

Le dissipazioni di energia devono localizzarsi in zone precise, individuate a priori durante la progettazione rispettando la congruenza con lo schema strutturale, e chiamate zone critiche.

Queste zone critiche, oltre a formarsi dove previsto, devono mantenere la loro capacità dissipativa in presenza di azioni cicliche, in quanto da esse dipende tutta la risposta sismica della struttura; per consentire lo sviluppo in queste zone di una

plasticizzazione ciclica solitamente è sufficiente progettarle in modo che possiedano un'adeguata sovreresistenza rispetto agli altri elementi.

Il fatto di non considerare le risorse plastiche ha come conseguenza un comportamento fragile delle strutture, con rotture improvvise e incontrollate diffuse in tutta la struttura, come si può notare dalle immagini successive.

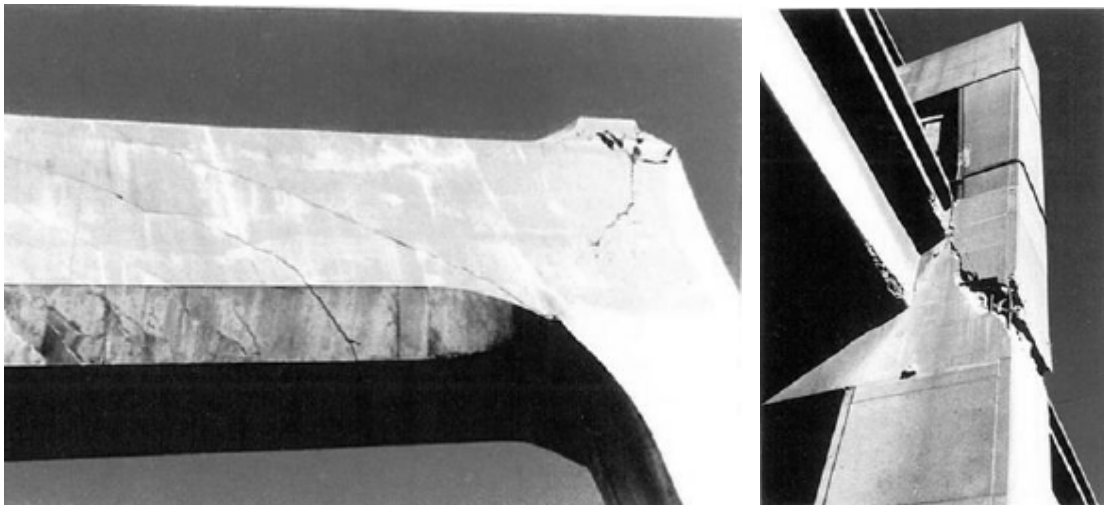


Figura 3.11: “Rottura diffusa causata da un comportamento fragile delle strutture”

3.2 Criteri di progetto

In generale le strutture da ponte sono soggette a molti vincoli di carattere non sismico; in assenza di tali vincoli è possibile definire le caratteristiche strutturali del ponte “ideale”, in grado di resistere a eventi sismici anche di elevata intensità.

Le caratteristiche della struttura da ponte “ideale” sono:

- struttura rettilinea: le curvature della linea d'asse complicano la risposta al sisma;

- impalcato continuo con il minor numero di giunti possibili: gli impalcati in semplice appoggio sono soggetti a scivolamento;
- terreno di fondazione costituito di roccia o terreno alluvionale compatto: terreni soffici, infatti, amplificano gli spostamenti e possono generare fenomeni di scivolamento, erosione e liquefazione;
- pile di uguale altezza: la non uniformità in altezza causa variazioni di rigidezza e, poiché le forze si ripartiscono proporzionalmente alle rigidezze, il danno maggiore si avrà sulle pile più rigide;
- rigidezza e resistenza delle pile uguale nelle due direzioni in pianta: differenze sono la principale causa di inefficienze strutturali;
- luci ridotte: grandi luci comportano sforzi assiali notevoli sulle pile e conseguente riduzione di duttilità;
- cerniere plastiche nelle pile: una corretta progettazione dovrebbe favorire la formazione di cerniere plastiche nelle pile, piuttosto che alle estremità delle travi, e in posizioni facilmente ispezionabili e riparabili;
- orientamento di spalle e pile in direzione normale all'asse del ponte: implacati sghembi sono soggetti a rotazioni e a spostamenti molto maggiori.

Queste regole costituiscono tuttavia norme generiche la cui applicabilità deve essere valutata in ogni singolo caso.

CAPITOLO 4

I PONTI MONOCAMPATA IN C.A.

Con il termine ponti s'individua una vasta gamma di opere d'arte realizzate per superare un ostacolo naturale o artificiale, che si antepone alla continuità di una via di comunicazione. Queste strutture possono essere classificate in molti modi a seconda dell'aspetto che si vuole porre in risalto.

Si possono, infatti, classificare sulla base dell'ostacolo sovra passato; abbiamo in questo caso i ponti, propriamente detti, necessari al superamento di corsi d'acqua, i viadotti, i sovrappassaggi e i sottopassaggi e le strutture sopraelevate.

Si possono classificare sulla base della via servita, ponendo quindi l'accento sul tipo e sull'entità dei carichi accidentali che transiteranno sul ponte; si distinguono così ponti stradali di 1° categoria, ponti stradali di 2° categoria, passerelle pedonali, ponti ferroviari e ponti canale.

Si possono classificare sulla base del materiale di cui sono costituiti; i ponti più antichi sono realizzati in muratura di pietra o mattoni, oggi invece si preferiscono come materiali il calcestruzzo armato ordinario, il calcestruzzo armato precompresso, l'acciaio o la struttura mista acciaio - calcestruzzo. Solo per manufatti speciali, come i ponti militari trasportabili si usano leghe molto costose di alluminio.

Infine un'ultima classificazione può essere fatta sulla base dello schema statico; distinguiamo quindi: i ponti a travata (travate semplicemente appoggiate, travate tipo Gerber, travate continue, travate con soletta di continuità), ponti ad arco, ponti a telaio, ponti sospesi, ponti strallati e ponti collaboranti arco-trave.

Ciascuna tipologia di ponte appena citata può essere a sua volta classificata in funzione nel numero di campate, della luce complessiva o della singola campata, della tipologia di vincoli presenti, della posizione relativa al piano viabile, etc.

A ciascuna classe corrispondono precisi dati e vincoli progettuali che bisogna tenere in considerazione in sede di progetto.

Risulta quindi evidente fin da questa breve introduzione che la parola ponti è estremamente generica e che non è possibile analizzare allo stesso modo tutti i ponti, in quanto a seconda della classe di appartenenza presentano specifiche e peculiarità diverse da ponti appartenenti ad altre classi.

Non potendo trattare tutte le classi di ponti citate sopra, ci si è concentrati nel presente elaborato sui ponti monocampata in calcestruzzo armato, poiché si disponeva di numerose schede di analisi di ponti di questa tipologia contenute all'interno di un Database elettronico. Nei paragrafi successivi sarà quindi illustrata la struttura tipica di un ponte monocampata, descrivendo in modo dettagliato gli elementi che lo compongono.

Infine un ultimo paragrafo fornirà una rapida descrizione del Database elettronico dando maggior rilievo alla classe di ponti monocampata in calcestruzzo, poiché per le analisi riportate nei capitoli successivi si è partiti dai dati contenuti in questo Database.

4.1 Struttura di un ponte monocampata

Un ponte ad una sola campata è una struttura semplice costituita da due piloni di estremità, chiamati spalle, che sorreggono l'intero impalcato; la distanza tra le due spalle è appunto chiamata campata.

Si riporta di seguito un'immagine in cui sono evidenziate tutte le parti principali della struttura.

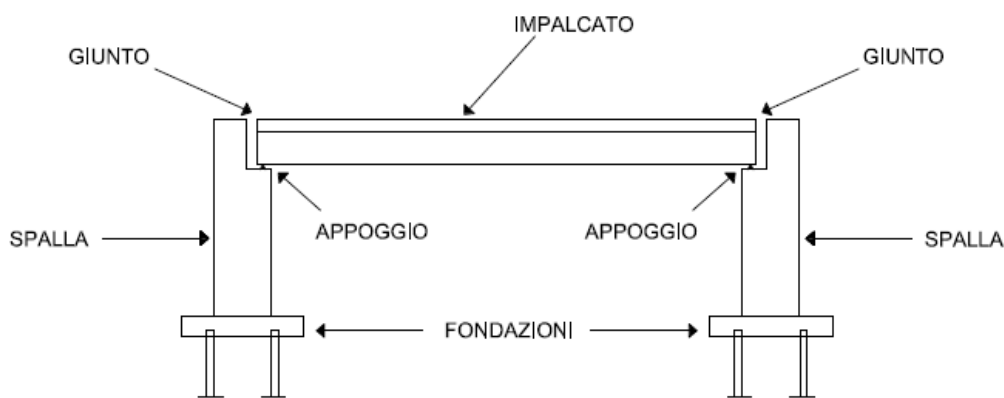


Figura 4.1: "Schema tipico di un ponte a campata singola"

Si procede ora alla descrizione delle parti principali della struttura da ponte che possono essere schematicamente individuate nella figura precedente. I dispositivi di appoggio verranno trattati con estremo dettaglio e accuratezza nei due capitoli successivi, così come alle spalle sarà dedicato l'intero capitolo 7 del presente elaborato, in quanto appoggi e spalle sono stati oggetto di approfonditi studi per valutarne il comportamento durante l'evento sismico.

Per completezza si ricorda che oltre allo schema illustrato esistono altri schemi statici per i ponti ad una campata, ad esempio i ponti ad arco, integrale ed altre tipologie più particolari e meno frequenti.

Alcune di queste tipologie sono rappresentate nell'immagine successiva:

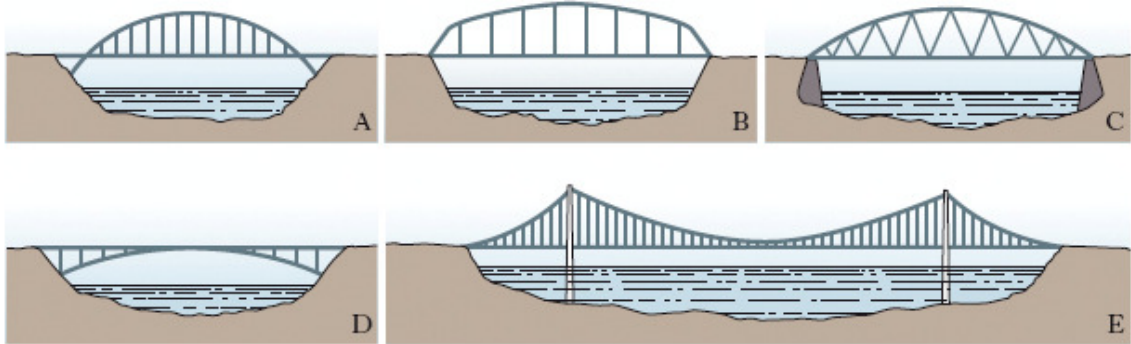


Figura 4.2: “Esempi di altri schemi statici per un ponte a campata singola (A, B e C sono esempi di ponti a via inferiore, D è un esempio di ponte a via superiore ed E è un esempio di ponte sospeso)”

4.2 Elementi costitutivi di un ponte

Si procede ora alla descrizione delle principali caratteristiche, funzioni e tecniche esecutive dei più importanti elementi di un ponte. In questo paragrafo si tratterà per maggiore completezza anche dell'elemento pila, nonostante questo non sia presente nei ponti ad una sola campata.

Per quanto riguarda i dispositivi di appoggio infine una trattazione dettagliata delle loro caratteristiche e delle normative di riferimento sarà fatta al capitolo 5.

4.2.1 Le fondazioni

Le strutture da ponte trasmettono alle fondazioni carichi molto elevati rispetto ad altre strutture civili, se rapportati alle dimensioni degli elementi preposti allo scarico delle

sollecitazioni nel terreno (pile e spalle). Questo è un limite notevole nell'utilizzo di fondazioni dirette, utilizzate solo nel caso di terreni molto buoni, ossia quando il costo e il danno ambientale (scavi di sbancamento estesi) ne attestino la convenienza rispetto ad altre tipologie fondazionali.

Tuttavia in Italia i terreni molto buoni sono anche molto rari, pertanto la maggior parte dei ponti è fondata su pali o pozzi.

Le principali tipologie di fondazioni che vengono tipicamente utilizzate sono:

- Fondazione costituita di plinti su pali;
- Fondazione costituita da una platea;
- Fondazione a cassone;
- Fondazione costituita da shafts.

Le fondazioni su pali sono realizzate mediante gruppi di pali di grosso diametro, disposti in modo tale che il baricentro della palificata sia in asse con il baricentro della pila o della spalla, eventuali dissimmetrie potrebbero, infatti, portare a cedimenti differenziali, con perdita di verticalità e aumento degli effetti del secondo ordine.

In alternativa ai pali di grande diametro si possono utilizzare i micropali, quando sia necessario attraversare o collegarsi alle strutture esistenti senza trasmettere ad esse pericolose vibrazioni.

Le fondazioni a pozzo possono essere a pozzo pieno o a pozzo cavo. I primi sono usati in presenza di terreni potenzialmente instabili e devono pertanto essere in grado di resistere anche all'azione originata dall'eventuale moto franoso. Il loro comportamento è assimilabile a quello di grosse mensole incastrate nel terreno stabile, generalmente di sezione circolare o ellittica. Le fondazioni a pozzo cavo sono invece utilizzate quando la superficie da attraversare sia costituita di terreno che pur non

avendo buone capacità portanti non presenti rischio di movimenti franosi. In questo caso quindi il pozzo deve resistere solo allo scarico proveniente dalla struttura verticale.

Infine le fondazioni realizzate mediante shafts sono costituite dalle pile che continuano al di sotto del piano campagna. Questo tipo di fondazioni trova scarso utilizzo nel nostro territorio.

Le fondazioni sono quindi l'elemento di connessione tra struttura in elevazione e terreno, devono per questo garantire una rigidezza elevata in condizioni di esercizio ed essere resistenti nei confronti di tutte le sollecitazioni, siano esse di natura statica o dinamica, verticali o orizzontali.

Nel caso di ponti ad una campata le fondazioni si trovano solo al di sotto delle spalle, mentre nel caso di più campate esse si trovano anche in corrispondenza delle pile.

4.2.2 Le spalle

Le spalle costituiscono una delle parti in elevazione del ponte e oltre a sostenere l'impalcato insieme alle pile, hanno l'importante funzione di contenere il terreno costituente il rilevato, fungendo quindi da muri di sostegno. Rispetto ai muri di sostegno però le deformazioni ammesse per queste strutture sono minori, per non recare danni al traffico che transita sull'elemento.

Le spalle sono due per ciascun ponte, una per lato, poste generalmente alle estremità dell'impalcato e trasversalmente ad esso.

Dal punto di vista tipologico una prima importante distinzione riguarda le dimensioni del muro frontale (ossia lo spessore della spalla), si hanno così spalle a gravità o a

pareti sottili. Le prime hanno dimensioni tali che la risultante del loro peso e delle azioni orizzontali non induce sforzi di trazione in nessuna sezione, permettendo così l'uso di materiali non resistenti a trazione. Le spalle a pareti sottili invece devono sopportare sforzi di flessione molto elevati, tanto che per altezze di spalla notevoli può essere conveniente dotare la spalla di speroni.

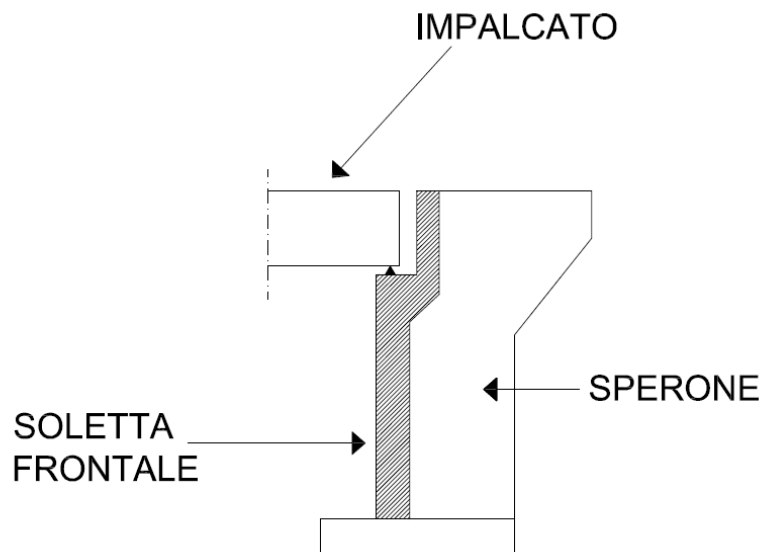


Figura 4.3: "Schema di una spalla a pareti sottili con sperone"

Le dimensioni geometriche delle spalle variano da ponte a ponte, generalmente presentano una dimensione, quella ortogonale all'asse dell'impalcato, maggiore delle altre due, e lo spessore di solito non supera il valore di qualche metro.

Le spalle possono essere costituite di diversi materiali come, ad esempio, calcestruzzo armato, pietra o muratura.

Il calcestruzzo armato è il materiale più moderno, usato anche per opere di nuova realizzazione, mentre la pietra e la muratura si ritrovano più frequentemente in opere già realizzate e non molto recenti. Raramente inoltre le spalle sono interamente in acciaio, come invece accade più frequentemente per le pile.

Nel caso di spalle in calcestruzzo armato esse sono armate sia con barre verticali d'acciaio per resistere alle sollecitazioni di tipo flessionale, sia con barre orizzontale sempre in acciaio per resistere alle sollecitazioni taglienti.

Il tipo di acciaio, il diametro delle barre e l'interasse tra esse varia in funzione dei carichi in condizioni di esercizio, delle dimensioni della spalla e delle specifiche tecniche fornite dalla normativa.

Nella parte retrostante la spalla è di solito presente un riempimento con terreno di riporto e, se necessario, la spalla è dotata alle due estremità di muri laterali di sostegno posti in direzione ortogonale alla spalla stessa.

4.2.3 Le pile

Le pile sono gli elementi verticali intermedi che sostengono l'impalcato; nonostante non siano presenti nei ponti a campata singola, se ne riporta una breve descrizione per completezza. Le pile sono soggette prevalentemente a sforzi di compressione e pertanto vengono generalmente realizzate in calcestruzzo. Tuttavia vi sono anche esempi di pile interamente realizzate in acciaio, soprattutto nei casi in cui risulti necessario avere ingombri molto contenuti e rapidità nel montaggio.

Le pile in calcestruzzo hanno subito una vera e propria rivoluzione con l'avvento delle casseforme rampanti, che hanno permesso di raggiungere altezze del manufatto anche di 200m.

La caratteristica principale che questo elemento deve avere è la duttilità, ossia la capacità di sopportare azioni orizzontali di elevata intensità senza riportare danni permanenti, e soprattutto senza arrivare a rottura in modo improvviso e imprevisto.

Per quanto riguarda la geometria delle pile possiamo avere:

- sezioni compatte in C.A. per altezze contenute;
- sezioni a cassone mono o pluricellulari per altezze maggiori, eventualmente rastremate.

La lunghezza delle pile in direzione trasversale all'asse dell'impalcato è generalmente minore della larghezza dell'impalcato, questo anche per contenere gli eventuali effetti idrodinamici delle correnti quando questa si trovi immersa in un corso d'acqua e i costi.

Pertanto si rende necessario costruire un traverso in sommità della pila, comunemente chiamato pulvino, quando questa sia di larghezza inferiore a quella necessaria ad accogliere l'impalcato.

Di seguito si riporta uno schema molto comune di una pila.

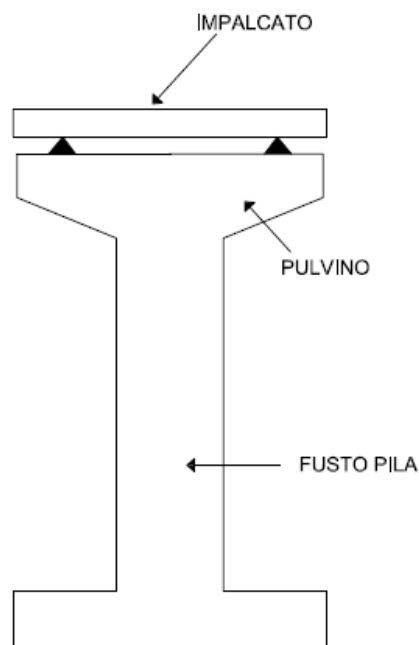


Figura 4.4: "Schema di una pila da ponte"

Nei grandi ponti, per migliorare il grado d'incastro delle singole campate, si utilizzano appoggi binati, invece di una sola pila. Questa tecnica, oltre a preferirsi in termini estetici, risulta molto vantaggiosa per l'assorbimento degli effetti torsionali.

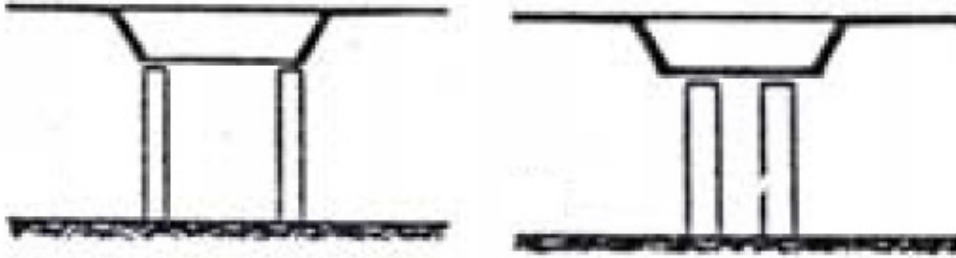


Figura 4.5: “Esempi di appoggi binati”

Per quanto riguarda i materiali utilizzati, possiamo trovare pile realizzate in:

- acciaio: solo per sopraelevate urbane;
- calcestruzzo armato: il materiale più comunemente utilizzato;
- calcestruzzo armato precompresso: limitato al caso di pile prefabbricate a conci e solidarizzate mediante precompressione.

Nel caso di calcestruzzo armato l'armatura deve essere disposta come nelle spalle, ossia con barre verticali d'acciaio per resistere alle sollecitazioni di tipo flessionale, sia con barre orizzontali sempre in acciaio per resistere alle sollecitazioni taglianti.

Anche in questo caso il tipo di acciaio, il diametro delle barre e l'interasse tra esse varia in funzione dei carichi in condizioni di esercizio, delle dimensioni della spalla e delle specifiche tecniche fornite dalla normativa.

4.2.4 Gli appoggi

Gli appoggi sono quei dispositivi che connettono le spalle e le pile con l'impalcato, consentendo la rotazione fra due elementi strutturali e trasmettendo i carichi. Il numero di appoggi, la tipologia, le dimensioni e il loro comportamento in relazione alle sollecitazioni sono estremamente variabili, e per questo l'intero capitolo 5 sarà dedicato ad una loro analisi e descrizione.

Quale che sia il tipo di appoggio scelto, le funzioni svolte da questi dispositivi sono:

- trasferimento delle sollecitazioni (verticali e orizzontali) dalla sovrastruttura agli elementi verticali e quindi alle fondazioni;
- alcune tipologie svincolano l'impalcato dalla sottostruttura impedendo quindi il trasferimento delle sollecitazioni orizzontali;
- gli appoggi fissi garantiscono un vincolo rigido e resistente nei confronti delle sollecitazioni esterne.

Essi possono essere fissi o mobili, questi ultimi possono a loro volta essere mobili solo in direzione longitudinale (appoggi mobili unidirezionali) o mobili in entrambe le direzioni principali (appoggi mobili multidirezionali).

I materiali più largamente diffusi per questi dispositivi sono l'acciaio e la gomma.

I dispositivi di appoggio possono anche essere diversi tra i vari elementi verticali, ciò che è buona norma rimanga uguale in tutta la struttura è il materiale di cui sono costituiti.

Gli appoggi rappresentano nei ponti ad una campata la parte più critica per la loro vulnerabilità sismica pertanto ad essi viene posta una particolare attenzione.

4.2.5 L'impalcato

L'impalcato è l'elemento di connessione tra due spalle e rappresenta la parte del ponte che sopporta per prima tutti i carichi di esercizio agenti, ad esso è quindi legato l'effettivo utilizzo del ponte.

Normalmente l'impalcato è un elemento con una dimensione (la lunghezza) nettamente prevalente rispetto alle altre due; da qui la necessità di costruirlo per segmenti successivi prefabbricato o gettati in opera.

Le tecniche costruttive utilizzate sono molto varie, e tra queste alcuni esempi sono:

- impalcato a cassone in acciaio o in calcestruzzo, unicellulari o pluricellulari;
- impalcato a graticcio, con travi in calcestruzzo o in acciaio e soletta in calcestruzzo;
- impalcato a solettone in calcestruzzo;
- implacato in muratura.

Per quanto riguarda i materiali più utilizzati nella costruzione abbiamo:

- calcestruzzo armato;
- calcestruzzo armato precompresso;
- struttura mista acciaio - calcestruzzo;
- acciaio;
- muratura.

L'impalcato può essere obliquo, se presenta una certa inclinazione rispetto alle spalle, oppure retto; può essere curvo se realizzato con un determinato raggio di curvatura dell'asse, oppure rettilineo.

Nei ponti monocampata l'impalcato è costituito di un solo segmento che congiunge le due spalle, e la luce del ponte coincide con la lunghezza di questo elemento. Nel caso

di ponti a più campate invece la luce del ponte sarà data dalla somma delle lunghezze dei vari segmenti che costituiscono l'implacato.

4.2.6 I giunti

I giunti in un ponte possono essere o lo spazio vuoto presente tra l'impalcato e tutto ciò che sta ai suoi lati, o lo spazio tra due segmenti d'impalcato successivi.

Questi vuoti possono essere riempiti con materiale di vario genere per migliorarne le prestazioni e la durata.

I giunti non sono presenti in tutti i ponti: nei ponti cosiddetti integrali l'implacato risulta rigidamente connesso con le spalle senza alcuno spazio che li divide.

Essi devono essere molto robusti, impermeabili o comunque dotati di un sistema di raccolta e scarico delle acque, durevoli e devono essere correttamente dimensionati per evitare fenomeni di martellamento tra le diverse parti della struttura.

La principale tipologia di giunti presenti nei ponti sono i giunti di dilatazione, definiti come una discontinuità strutturale tra due elementi di cui almeno uno è costituito dall'implacato. Il giunto deve essere progettato e dimensionato in modo da permettere traslazioni e rotazioni relative indotte da diversi fattori, quali, ad esempio, dilatazioni termiche, ritiri e assestamenti del materiale, movimenti della struttura sotto carico, movimenti della struttura in seguito ad un evento sismico, ritiro dovuto a precompressione.

Tra le tipologie più utilizzate per meglio assorbire gli spostamenti relativi tra le varie parti della struttura troviamo:

- giunto a pettine;

- giunto di sottopavimentazione;
- giunto viscoelastico.

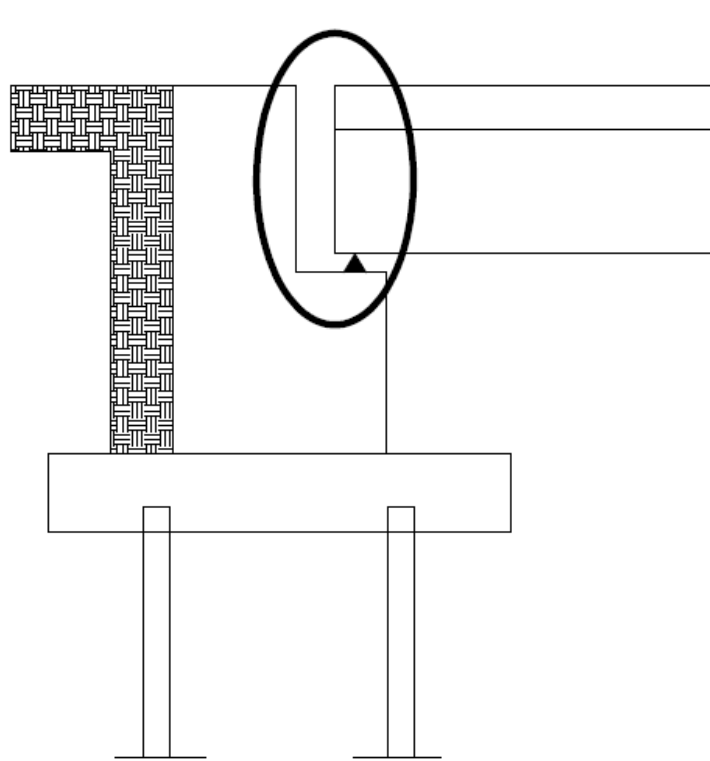


Figura 4.6: “Esempio di un giunto di dilatazione”

Anche per i giunti vi sono alcune importanti regole di progettazione relative in modo particolare alla giusta valutazione dell'intensità e della direzione degli spostamenti attesi, per avere di conseguenza un dimensionamento corretto del giunto e non incorrere in problemi di martellamento come quelli descritti al capitolo 3.

4.3 Il Database

I ponti sono opere d'interesse strategico, infatti, il loro mancato utilizzo a seguito di eventi naturali disastrosi è causa di forti disagi e danni anche di natura economica. Per questo motivo la messa in sicurezza di queste strutture è diventata un obiettivo di primaria importanza per gli enti gestori.

Un primo passo in questa direzione è stato, per quanto riguarda la Regione Veneto, la creazione di un database elettronico, comprendente un numero sempre maggiore di opere con informazioni dettagliate in continuo aggiornamento, in modo da poter avere uno strumento utile a fini progettuali per stabilire una priorità d'interventi di verifica, manutenzione e ripristino delle condizioni di sicurezza.

I dati e le informazioni contenute all'interno del database provengono da documenti di comprovata validità, ossia schede di verifica redatte in precedenza per la verifica sismica dei ponti.

Questo progetto è stato messo in atto da una convenzione tra il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova e i due enti gestori più importanti: Veneto Strade S.p.A. e Viabilità S.p.A..

All'interno delle schede di verifica redatte da questi due enti durante lo svolgimento delle verifiche tecniche e/o sismiche dei ponti veneti che competono a ciascun ente, sono presenti varie informazioni utili come, ad esempio, la localizzazione dell'opera, una descrizione della struttura, analisi dei materiali, prove e indagini svolte, analisi sismica, valutazione della capacità dei singoli elementi (spalle, pile e appoggi).

Oltre alle schede di verifica, per alcune strutture, si disponeva di rilievi, progetti originali e prove di laboratorio.

Su un totale di 497 ponti, quasi il 70% (345 ponti) appartiene a Veneto Strade, mentre il rimanente 30% appartiene a Vi.abilità¹⁰.

Le informazioni raccolte nel database si presentano sotto forma di parametri e valori numerici che danno informazioni su: localizzazione, geometria, pile, spalle, armature, materiali, pesi e masse, terreno, appoggi, etc..

Tra i parametri di localizzazione vi sono: città e provincia, zona sismica, strada in cui è situato il ponte, coordinate geografiche, anno di costruzione, disponibilità del progetto originale.

Tra i parametri geometrici e strutturali vi sono: numero di campate e lunghezza massima della campata, lunghezza totale, schema statico, tipo d'impalcato, dati geometrici sull'impalcato, materiale costituente, appoggi e fondazioni.

Per i parametri strutturali degli elementi verticali si dispone di: tipo e sezione trasversale, numero delle pile e loro interasse, dimensioni geometriche e rapporti tra le varie dimensioni di pile e spalle.

Per quanto riguarda le armature oltre ai soliti dati relativi a numero di barre longitudinali e di staffe, diametro e passo, copriferro, percentuale di armatura nelle due direzioni principale, vi sono dei parametri relativi all'armatura longitudinale e trasversale.

Per quanto riguarda i materiali, i parametri forniti sono resistenze del tipo di calcestruzzo e dell'acciaio e i carichi a snervamento e a rottura per il tipo di acciaio utilizzato.

Per quanto riguarda i parametri relativi a masse e pesi vi sono: massa e peso dell'impalcato e carico distribuito sull'impalcato, carico trasmesso alle pile e alle spalle, peso di pile e spalle.

¹⁰ Vi sono all'interno del database anche 2 ponti che non appartengono a nessuno dei due enti gestori

Infine per alcuni parametri geometrici sono stati individuati dei sottoparametri per facilitare la definizione di gruppi omogenei di strutture, ad esempio ciò è stato fatto per il numero di campate (campata singola, due o tre, più di tre), per lo schema statico (arco, trave continua, telaio, isostatico, semplicemente appoggiato, etc.), per il tipo di impalcato, di appoggi, di fondazione, di pila, di spalla, per i materiali utilizzati per l'impalcato e per gli elementi verticali, per l'obliquità dell'impalcato e l'entità dell'inclinazione.

All'interno del database ci si è concentrati per le analisi successive sui ponti ad una sola campata in calcestruzzo armato.

I ponti monocampata costituiscono all'interno del database il 66% del totale, praticamente i due terzi e quindi la maggioranza dei ponti campionati.

Tra questi 327 ponti si è scelto di considerare solo quelli in calcestruzzo armato per condurre analisi sismiche parametriche, in quanto analisi analoghe erano già state condotte in passato sui ponti in muratura e quindi i dati per i questa tipologia di ponti erano già disponibili.

I ponti monocampata in calcestruzzo sono 218, circa il 67% del totale.

In seguito questi ponti sono stati divisi in classi omogenee, in modo da poter considerare il comportamento, in caso di sisma, dei vari elementi appartenenti a ciascuna classe, analogo, ossia con caratteristiche simili della risposta.

4.3.1 Le classi omogenee

Per questi 218 ponti sono state poi considerate delle classi omogenee distinte sulla base del tipo di appoggio: ad attrito, in acciaio o in neoprene. Gli appoggi sono,

infatti, l'elemento più vulnerabile nelle strutture da ponte è un'eventuale perdita di appoggio in seguito ad eventi naturali eccezionali può avere molte conseguenze disastrose.

Tra i 218 ponti solo per 209 si disponeva di dati relativi agli appoggi, e precisamente vi sono:

- 74 ponti con appoggi ad attrito
- 6 ponti con appoggi in acciaio
- 129 ponti con appoggi in neoprene

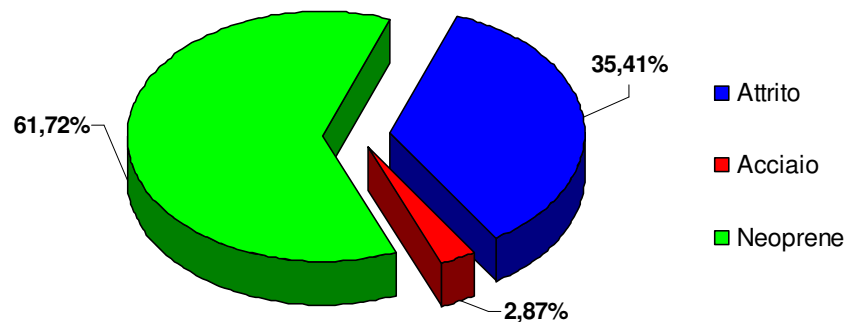


Figura 4.7: "Suddivisione dei ponti monocampata in calcestruzzo in classi omogenee in funzione del tipo di appoggio"

All'interno di ciascuna delle tre classi omogenee appena descritte, sono stati individuati dei parametri rappresentativi del comportamento delle opere appartenenti ad una determinata classe.

I parametri scelti sono:

- Lunghezza della spalla (L)
- Altezza della spalla (H)
- spessore della spalla (S)
- Lunghezza della campata
- Resistenza media del calcestruzzo (R_{cm})

- Percentuale di armatura verticale delle spalle
- Percentuale di armatura trasversale delle spalle

Per ciascuno di questi parametri è stato individuato il valore minimo, il valore massimo e la media. I dati sono riepilogati nelle tabelle successive.

❖ Classe dei ponti con appoggi ad attrito

	Min	Med	Max
L spalla [m]	7,90	17,19	48,50
H spalla [m]	1,40	4,36	11,70
S spalla [m]	0,40	1,04	1,80
L campata [m]	5,00	12,80	45,00
R _{cm} cls[Mpa]	15,00	30,33	49,60
% Arm. verticale	0,13	0,18	0,23
% Arm. trasversale	0,03	0,08	0,18

❖ Classe dei ponti con appoggi in acciaio

	Min	Med	Max
L spalla [m]	8,80	8,80	8,80
H spalla [m]	2,50	5,55	8,50
S spalla [m]	1,00	1,86	2,60
L campata [m]	25,20	36,87	47,80
R _{cm} cls [Mpa]	29,20	34,22	49,64
% Arm. verticale	0,14	0,14	0,14
% Arm. trasversale	0,06	0,07	0,09

❖ Classe dei ponti con appoggi in neoprene

	Min	Med	Max
L spalla [m]	5,50	14,77	39,43
H spalla [m]	0,50	4,16	9,50
S spalla [m]	0,50	1,42	4,00
L campata [m]	6,50	16,45	49,30
R _{cm} cls [Mpa]	17,78	37,47	49,90
% Arm. verticale	0,04	0,16	0,40
% Arm. trasversale	0,03	0,09	0,38

A partire da questi dati ricavati dalle analisi sul Database elettronico, sono stati scelti per ciascun parametro dei valori rappresentativi da usare nelle analisi parametriche delle spalle, di cui si tratterà ampiamente nel capitolo 7.

CAPITOLO 5

I DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Gli appoggi sono una parte estremamente critica in una struttura da ponte, riguardo alla loro risposta a un eventuale sisma, pertanto si è deciso di dedicare un apposito capitolo alla loro analisi.

Di seguito verranno, infatti, caratterizzati i vari tipi di appoggio esistenti, secondo quanto riportato nella normativa europea UNI-EN 1337:2001.

Per l'analisi sismica parametrica di questi dispositivi, di cui si tratta nel presente capitolo, si è fatto riferimento per gli appoggi ad attrito e per quelli in acciaio alla "Convenzione RELUIS - UniTN per RFI" del 2012, dove sono riportate le formule per il dimensionamento di massima dei dispositivi e per il calcolo dell'accelerazione resistente. Per l'analisi degli appoggi in neoprene invece si è fatto riferimento a quanto prescritto nella normativa europea UNI EN 1337-3:2001 e nella normativa italiana CNR-UNI 10018. I dati sono poi stati sintetizzati in grafici a partire dai quali si procederà alla valutazione di un unico coefficiente universale che descriva il comportamento di un qualsiasi appoggio soggetto ad un'azione di tipo sismico.

5.1 Tipologie e caratteristiche degli appoggi

Gli appoggi rappresentano nei ponti l'elemento di connessione tra l'impalcato e gli elementi verticali che trasmettono i carichi alle fondazioni. Le loro dimensioni sono ridotte se confrontate con gli altri elementi del ponte, ciò nonostante sono una parte essenziale della struttura e per questo si richiede una particolare cura nella definizione del dispositivo migliore e delle sue caratteristiche.

I dispositivi d'appoggio quindi oltre a trasmettere i carichi dall'impalcato alle strutture verticali e a consentire la rotazione relativa tra due parti della struttura, possono fungere anche da isolatori nei confronti delle sollecitazioni orizzontali provenienti dalle fondazioni.

I dispositivi di appoggio possono essere classificati come segue:

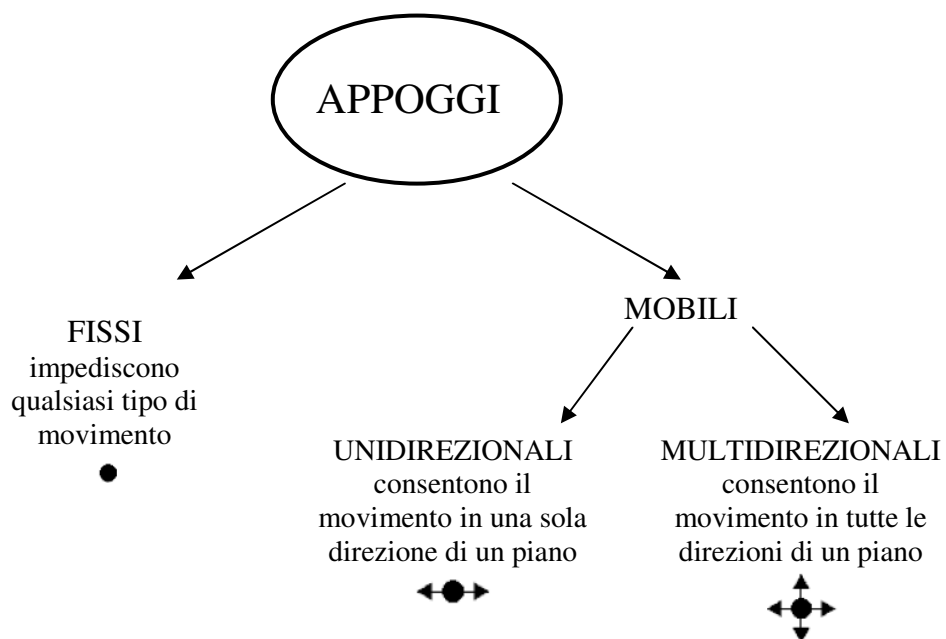


Figura 5.1: "Classificazione degli appoggi in funzione dei movimenti permessi" (i simboli sotto la tipologia fanno riferimento ad una schematica modality di rappresentazione di comprovato uso)

Si riportano di seguito alcune possibili distribuzioni degli appoggi per ponti a più campate. E' fondamentale, affinché la struttura non sia labile, che almeno un punto dell'impalcato sia un punto fisso e quindi vincolato con un appoggio fisso.

Per impalcato di media lunghezza (fino a 1km) il vincolo fisso viene generalmente posto ad un estremo, in quanto la spalla tendenzialmente è più bassa e più pesante delle pile e quindi consente il trasferimento delle azioni a terra in modo più vantaggioso (Figura 5.2), mentre per impalcato di lunghezza maggiore il vincolo fisso viene disposto in prossimità della semilunghezza, in modo da contenere l'escursione dei giunti entro valori accettabili (Figura 5.3).

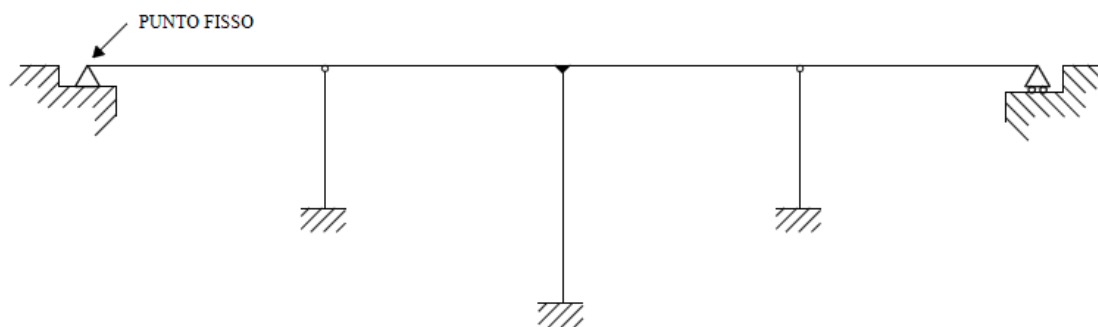


Figura 5.2: "Disposizione appoggio fisso per implacati di media lunghezza"

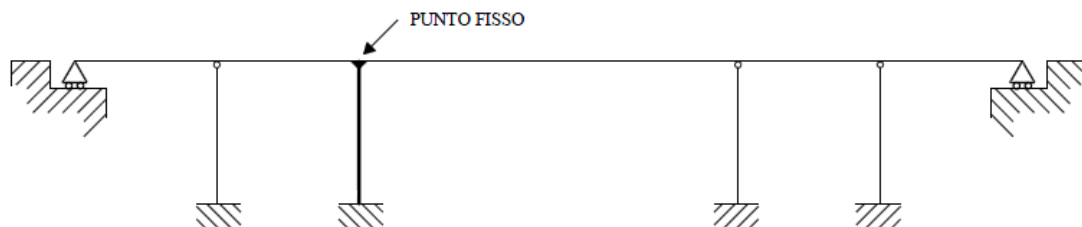


Figura 5.3: "Disposizione appoggio fisso per implacati di lunghezza superiore a 1km"

Per quanto riguarda i vincoli in direzione trasversale, gli impalcati stretti possono essere vincolati in modo completo (Figura 5.4), mentre gli impalcati larghi devono essere liberi trasversalmente (Figura 5.5).

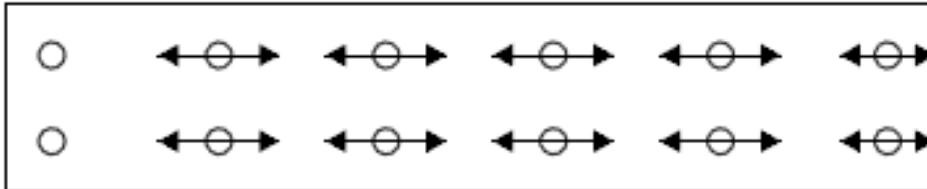


Figura 5.4: "Disposizione appoggi per un impalcato stretto (larghezza <10m)"

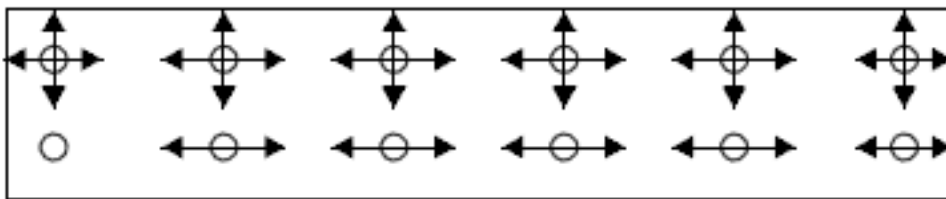


Figura 5.5: "Disposizione appoggi per un impalcato largo"

Infine nel caso di ponti in curva bisogna disporre gli appoggi in modo tale da assorbire gli effetti torcenti dovuti non solo ai carichi permanenti ma anche ai carichi variabili; con raggi di curvatura piccoli e più di tre appoggi, tutti quelli intermedi possono essere disposti nel baricentro della sezione (Figura 5.6). In alternativa possono essere baricentrici anche quelli d'estremità, purché siano fissi in direzione ortogonale alla loro congiungente.

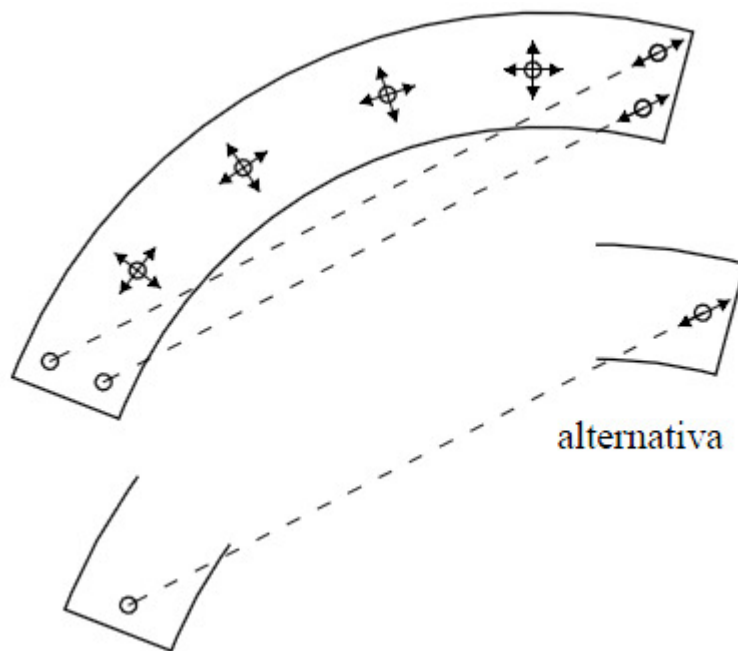


Figura 5.6: "Disposizione appoggi per un impalcato con asse curvo"

Nel caso di ponti lunghi con modesti raggi di curvatura gli appoggi intermedi possono essere disposti o alternativamente ai lati del baricentro (Figura 5.7a) oppure binati ai lati del baricentro (Figura 5.7b), in tal caso l'assorbimento dell'effetto torcente avviene in corrispondenza di ogni pila.

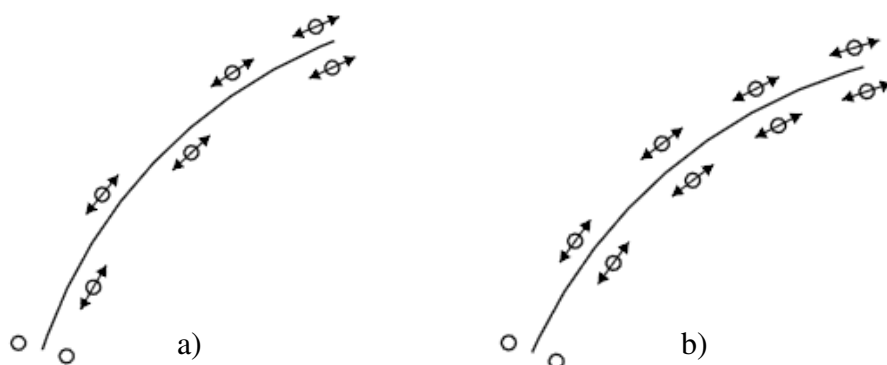


Figura 5.7: "Disposizione appoggi per un impalcato lungo con asse curvo"

Oltre a queste disposizioni, variando la tipologia del dispositivo, si possono ottenere numerose altre soluzioni, che permettono di adattare la sistemazione degli appoggi alla particolare situazione di ogni struttura.

Gli appoggi fissi vincolano l'impalcato agli elementi verticali impedendo lo spostamento relativo tra le due parti che connettono, ma consentendo, quando questo è necessario, rotazioni relative in una o più direzioni. Questi appoggi trasmettono sia le azioni verticali derivanti dai carichi, sia quelle orizzontali dovute al vento, all'azione frenante dei veicoli, all'attrito, alle eventuali forze centrifughe se l'asse dell'impalcato è curvo e alle azioni sismiche. Gli appoggi fissi si dividono in:

- Appoggi a contatto lineare
- Appoggi a contatto puntuale
- Appoggi fissi a disco elastomerico¹¹
- Appoggi a calotta sferica

Gli appoggi mobili invece, oltre a svolgere le funzioni descritte per gli appoggi fissi, consentono lo spostamento relativo tra gli elementi che connettono. Questi movimenti possono avere cause di varia natura come: variazioni termiche, deformazioni viscoso differite nel tempo, deformazioni da ritiro, spostamenti indotti dalle azioni orizzontali e deformazioni elastiche. Gli appoggi mobili si dividono in:

- Appoggi a cerniera cilindrica con appoggio a rullo
- Appoggi a cerniera cilindrica semplice
- Appoggi a sella cilindrica
- Appoggi a cerniera sferica

¹¹ Nel caso di appoggi a disco elastomerico alcuni spostamenti sono consentiti, ma ciò che li distingue dagli appoggi mobili è che mentre in questi ultimi gli spostamenti sono completamente lasciati liberi e svincolati, nel caso di appoggi a disco elastomerico essi sono dovuti principalmente alla rigidità del materiale e quindi limitati da questa.

- Appoggi mobili a disco elastomerico
- Appoggi a calotta sferica

Per ciascun tipo di appoggio elencato sarà riportata successivamente un esempio con relativa descrizione.

Infine si discute brevemente un aspetto già accennato ossia le sollecitazioni cui sono soggetti i dispositivi di appoggio. Queste sono essenzialmente di due tipi:

- azioni trasmesse dall'impalcato in fase di esercizio, che devono essere trasferite alle sottostrutture e quindi alle fondazioni senza che intervengano cedimenti e deformazioni tali da compromettere la stabilità globale;
- azioni trasmesse dalle fondazioni e dalle sottostrutture come conseguenza di eventi sismici, che devono essere per quanto possibile smorzate dai sistemi di appoggio per evitare che si trasmettano alla sovrastruttura. Queste devono essere assorbite senza incorrere in eccessive deformazioni o addirittura rotture del dispositivo.

5.2 Disposizioni generali per gli appoggi

Prima di procedere con la descrizione dei diversi dispositivi si enunciano alcune regole di carattere generale relative agli appoggi, prescritte all'interno di normative, come la UNI EN 1337:2001, applicabili a tutte le tipologie realizzabili.

- I dispositivi di appoggio devono essere progettati in modo da garantire un'agevole ispezione, devono essere di facile manutenzione e sostituzione qualora ciò si renda necessario.

- Devono essere progettati per resistere alle sollecitazioni previste con il minimo spostamento possibile, di contro però devono consentire tutti gli spostamenti previsti in fase di progetto opponendo la minima reazione possibile.
- Non devono causare la nascita di coazioni non previste.
- Gli appoggi realizzati in gomma possono fungere sia da dispositivi mobili sia da dispositivi fissi.

5.3 Materiali più utilizzati per gli appoggi

Trascurando il caso di appoggio ad attrito, ossia quanto la trave poggia direttamente sulla struttura verticale senza l'interposizione di uno specifico dispositivo, gli appoggi sono generalmente realizzati in acciaio, in gomma, oppure con una struttura mista di gomma e acciaio. Il materiale di cui è costituito il dispositivo influenza la sua risposta sia in termini di rigidità, sia in termini di comportamento in seguito all'applicazione dei vari carichi, influenzando quindi il funzionamento dell'appoggio in condizioni di esercizio.

5.3.1 Gli appoggi in gomma

Questi dispositivi sono costituiti da una serie di strati di gomma alternati a lamierini d'acciaio. La funzione di queste lamine è di conferire all'appoggio un'elevata resistenza e rigidità nei confronti dei carichi verticali, conservando una limitata rigidità alle azioni orizzontali per consentire gli spostamenti.

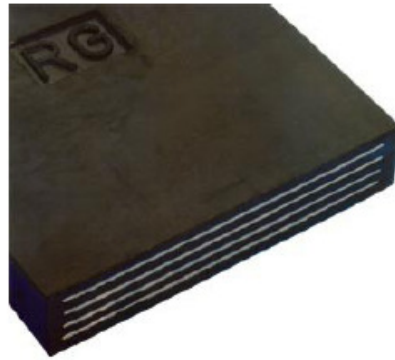


Figura 5.8: “Appoggio costituito da strati di gomma e lamierini d'acciaio”

Il loro funzionamento risulta quindi intermedio tra quello degli appoggi fissi e quello degli appoggi mobili, essi consentono, infatti, entro certi limiti, rotazioni e spostamenti la cui entità dipende dalla rigidità dell'appoggio, e quindi a parità di materiale utilizzato, dalla geometria dell'elemento.

Le lamine d'acciaio sono unite saldamente alla gomma tramite un processo di vulcanizzazione, e il loro scopo principale è contenere le deformazioni laterali della gomma quando questa è soggetta a sforzi assiali di notevole intensità.

Il vantaggio di questo tipo di appoggi è che la gomma reagisce alle azioni di breve durata con deformazioni piccole e alle deformazioni lente con reazioni contenute.

Gli appoggi in gomma possono però presentarsi anche senza lamine d'acciaio, soprattutto in costruzioni di vecchia data. In questi casi l'appoggio è costituito semplicemente da un cuscinetto in gomma vulcanizzata (nella maggior parte dei casi neoprene¹²), è la rigidità data dall'appoggio è data esclusivamente dalla gomma, in funzione delle dimensioni dell'appoggio.

¹² Il neoprene è una gomma sintetica basata sul policloroprene, forma polimerica del cloroprene. Esso si presenta come una gomma porosa, costituito da cellule gommose uniformemente distribuite. Le sue caratteristiche principali sono: l'elasticità, la resistenza al taglio e allo schiacciamento, la resistenza all'invecchiamento atmosferico e al calore. Il neoprene risulta inoltre inerte verso molti agenti chimici, oli e solventi.

Si riporta di seguito una tabella che riassume le caratteristiche fisico - meccaniche della gomma, estratta dalla norma europea sui dispositivi di appoggio UNI EN 1337:2001.

Valori di confronto possono essere rintracciati nella norma UNI CNR 10018, che assieme alla parte 3 della precedente costituiscono i principali riferimenti per quanto concerne gli appoggi in gomma.

Caratteristiche	Unità di misura	Valori limite		
Durezza	Shore	50	60	70
Resistenza a rottura	N/mm ²	≥15,5		
Allungamento a rottura	%	≥450	≥350	≥300
Deformazione residua	%	≥20		
Deterioramento termico				
Variazione durezza max	Shore	± 10		
Variation resist. rottura max	%	-15		
Variation allung. rottura max	%	-20		
Resistenza all'ozono 50 parti su 108 96 h a 40°C allungamento 20%		nessuna screpolatura visibile ad occhio nudo		
Temperatura lim. fragilità	°C	≤-25		
Attacco al metallo	N/mm	≥10		
Modulo G	N/mm ²	0.7	0.9	1.1

Tabella 5.1: "Caratteristiche fisiche e meccaniche della gomma"

5.3.2 Gli appoggi in acciaio

Gli appoggi in acciaio possono essere realizzati o interamente in acciaio oppure misti acciaio-altri materiali, cioè con la struttura principale realizzata in acciaio e con le parti accessorie realizzate con altri materiali, primo fra tutti la gomma.

L'utilizzo di questo materiale presenta molteplici vantaggi. Innanzitutto si possono realizzare forme e geometrie complesse semplicemente saldando tra loro vari elementi, secondariamente si può realizzare una vasta gamma di appoggi mobili per una o più direzioni, garantendo al contempo un vincolo fisso per altri tipi di spostamenti.

Inoltre non si deve trascurare il fatto che l'acciaio è un materiale molto resistente e duraturo, adatto quindi a realizzare appoggi molto rigidi e allo stesso tempo durevoli.

5.3.3 Gli appoggi in PTFE

Il politetrafluorietilene è un materiale utilizzato soprattutto nella realizzazione di appoggi mobili e di alcune loro parti. Questo materiale garantisce, infatti, la realizzazione di superfici perfettamente scorrevoli all'interno del dispositivo, rendendo i vincoli ancora più performanti.

Il PTFE è il polimero del tetrafluoroetilene, noto normalmente con la sua denominazione commerciale ad esempio "teflon", è un materiale plastico, liscio al tatto, che resiste a elevate temperature e caratterizzato dal più basso coefficiente d'attrito tra tutti quelli al momento conosciuti, $\mu=0.03 \div 0.08$.

Inoltre il PTFE ha le proprietà di essere inerte all'attacco aggressivo della quasi totalità dei composti chimici e di riuscire a conservare intatte le sue caratteristiche in un range di temperature comprese tra -80°C e $+250^{\circ}\text{C}$.

Il suo utilizzo nei dispositivi di appoggio è legato essenzialmente al basso coefficiente di attrito e alla possibilità quindi di realizzare superfici di appoggio prive di attrito.

Il PTFE è attualmente impiegato in dispositivi in cui le componenti principali sono realizzate in gomma e/o in acciaio.

Gli appoggi in gomma con PTFE vulcanizzato sono consentiti dalla normativa solo nel caso di spostamenti irreversibili

5.4 Le tipologie di appoggi più diffuse

I tipi più comuni di appoggio, in accordo con la UNI EN 1337, sono quelli che verranno descritti di seguito. Per ciascun tipo si riporta una breve descrizione grafica, l'elenco dei movimenti consentiti o impediti e le reazioni vincolari che si hanno in fase di esercizio. I sistemi di riferimento adottati sono:

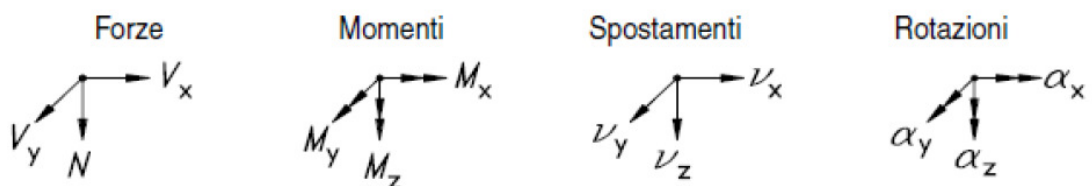


Figura 5.9: "Sistemi di riferimento adottati per la valutazione delle caratteristiche dei principali tipi di appoggi"

In riferimento al ponte questi sistemi di assi sono orientati con l'asse x in direzione parallela all'asse dell'impalcato, l'asse y in direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato e asse z perpendicolare al piano dell'impalcato rivolto verso il basso.

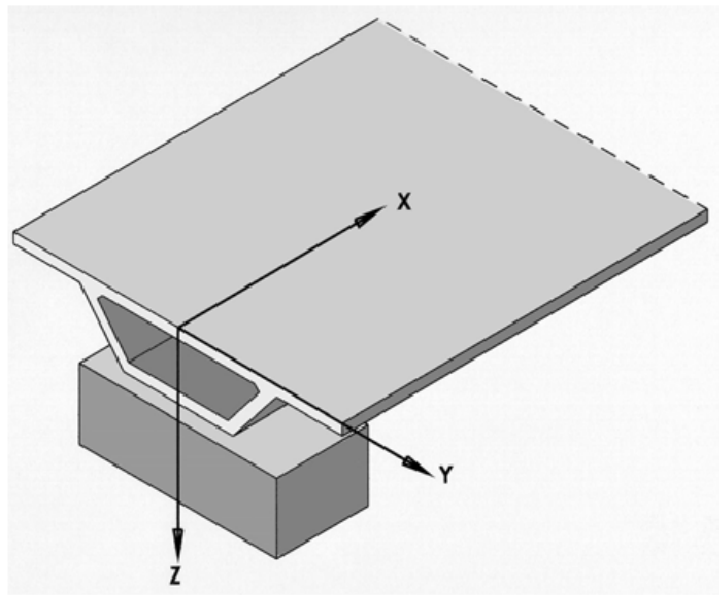


Figura 5.10: “Orientazione sistema di riferimento rispetto alla struttura completa”

5.4.1 Appoggio ad attrito

In un appoggio ad attrito la soletta dell’impalcato o le travi che lo sorreggono sono direttamente appoggiati agli elementi verticali, pile e spalle, senza alcun elemento tra loro interposto.

Non si ha quindi un vero e proprio dispositivo di appoggio, anche se in alcuni casi possiamo trovare presenti dei cuscinetti in calcestruzzo sulla sommità delle spalle sui quali poggia la sovrastruttura.

Il funzionamento di questo tipo di appoggio è dovuto solamente alla forza d’attrito che si sviluppa tra i due materiali a contatto, che dipenderà dal coefficiente d’attrito. I valori più comuni per il coefficiente di attrito sono:

- calcestruzzo - calcestruzzo = 0.80
- acciaio - calcestruzzo = 0.45
- acciaio - acciaio = 0.30

➤ calcestruzzo - gomma = 0.45

Il meccanismo di scivolamento dell'appoggio deve essere considerato rigido- plastico, con resistenza all'attrito dinamico pari al valore di quella statica.

La capacità di scorrimento dell'appoggio deve essere limitata dallo scivolamento dell'impalcato, oppure da una deformazione accettabile per lo Stato Limite che si sta considerando. Lo spostamento relativo allo Stato Limite Ultimo, ossia lo scivolamento dell'impalcato dalla spalla o dalla pila, deve essere valutato con opportune considerazioni geometriche relative alle dimensioni delle strutture verticali.

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	attrito
	in direzione y	attrito
	in direzione z	-----
Rotazione	rispetto all'asse x	attrito
	rispetto all'asse y	attrito
	rispetto all'asse z	attrito
Reazioni vincolari	in direzione x	V_x
	in direzione y	V_y
	in direzione z	N

Tabella 5.2: "Caratteristiche appoggio ad attrito"

Per quanto riguarda la reazione vincolare N, questa è sempre presente in quanto è dovuta ai carichi verticali, mentre le reazioni di taglio V si hanno solo in

concomitanza con il manifestarsi di azioni orizzontali. Questa è una caratteristica che come si vedrà può essere considerata comune a tutti i tipi di appoggio.

5.4.2 Appoggio elastomerico semplice

Sono elementi realizzati mediante un cuscinetto composto di un elastomero¹³ vulcanizzato, generalmente neoprene, posti tra l'impalcato e le strutture verticali.

Questi appoggi devono essere progettati e realizzati tenendo conto dei movimenti di traslazione e di quelli rotatori con riferimento a qualsiasi asse mediante deformazione elastica.

Possono essere realizzati anche con strati di gomma alternati a lamierini di acciaio e talvolta rivestiti esternamente con PTFE per migliorare lo scorrimento.

Una rappresentazione schematica di un appoggio elastomerico armato è riportata di seguito.

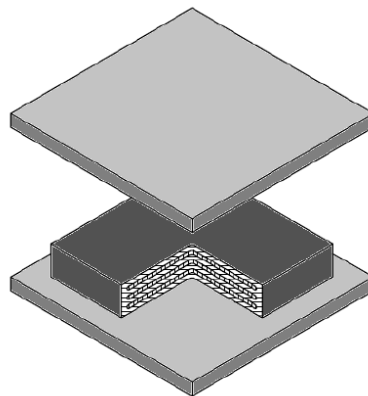


Figura 5.11: “Appoggio elastomerico armato”

¹³ Si definisce elastomero un materiale macromolecolare che ritorna alle dimensioni e alla forma originali dopo una deformazione sostanziale. Come risultato di grandi sollecitazioni questo materiale può presentare deformazioni permanenti.

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	deformazione
	in direzione y	deformazione
	in direzione z	ridotto
Rotazione	rispetto all'asse x	deformazione
	rispetto all'asse y	deformazione
	rispetto all'asse z	deformazione
Reazioni vincolari	in direzione x	V_x
	in direzione y	V_y
	in direzione z	N

Tabella 5.3: "Caratteristiche appoggio elastomerico"

5.4.3 Appoggio elastomerico con vincoli

Gli appoggi di questo tipo sono simili a quelli del paragrafo precedente, ma si differenziano da essi per la presenza di dispositivi e di guide al loro interno che impediscono o limitano determinati spostamenti. Possono essere utilizzati a condizione che gli spostamenti bloccati non inducano l'insorgere di sollecitazioni iperstatiche.

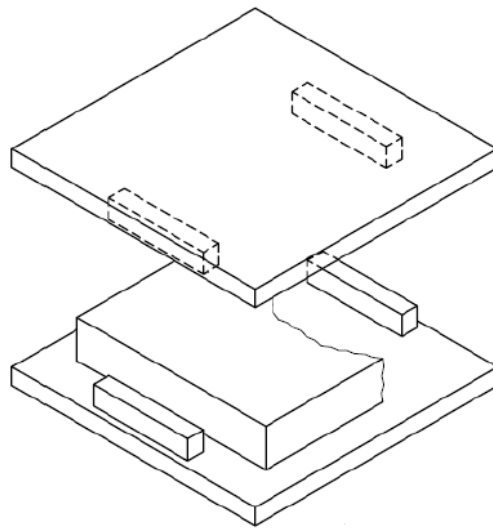


Figura 5.12: “Appoggio elastomerico con vincoli di fissaggio per un asse”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	deformazione
	in direzione y	nessuno
	in direzione z	ridotto
Rotazione	rispetto all'asse x	deformazione
	rispetto all'asse y	deformazione
	rispetto all'asse z	deformazione
Reazioni vincolari	in direzione x	V_x
	in direzione y	V_y
	in direzione z	N

Tabella 5.4: “Caratteristiche appoggio elastomerico con vincoli per un asse”

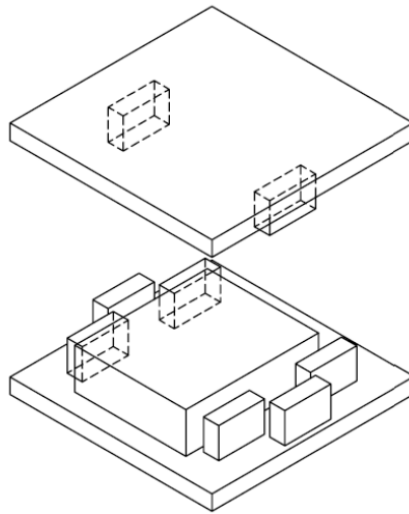


Figura 5.13: “Appoggio elastomerico con vincoli di fissaggio per due assi”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	nessuno
	in direzione y	nessuno
	in direzione z	ridotto
Rotazione	rispetto all'asse x	deformazione
	rispetto all'asse y	deformazione
	rispetto all'asse z	deformazione
Reazioni vincolari	in direzione x	V_x
	in direzione y	V_y
	in direzione z	N

Tabella 5.5: “Caratteristiche appoggio elastomerico con vincoli per due assi”

5.4.4 Appoggio elastomerico con parti mobili o scorrevoli

Gli appoggi di questo tipo sono simili a quelli descritti nel paragrafo precedente.

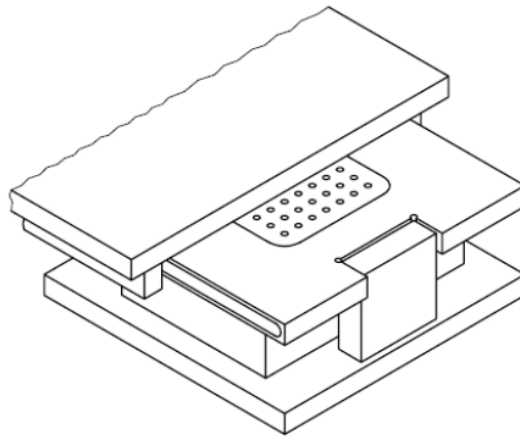


Figura 5.14: “Appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile unidirezionale”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	scorrimento e deformazione
	in direzione y	nessuno
	in direzione z	ridotto
Rotazione	rispetto all'asse x	deformazione
	rispetto all'asse y	deformazione
	rispetto all'asse z	deformazione
Reazioni vincolari	in direzione x	-----
	in direzione y	V_y
	in direzione z	N

Tabella 5.6: “Caratteristiche appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile unidirezionale”

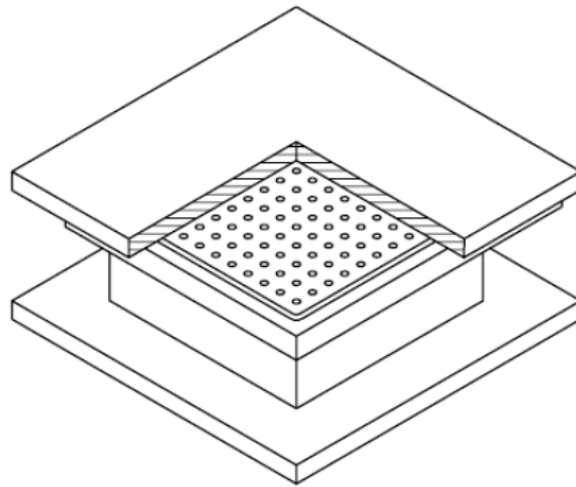


Figura 5.15: “Appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	scorrimento e deformazione
	in direzione y	scorrimento e deformazione
	in direzione z	ridotto
Rotazione	rispetto all'asse x	deformazione
	rispetto all'asse y	deformazione
	rispetto all'asse z	deformazione
Reazioni vincolari	in direzione x	-----
	in direzione y	-----
	in direzione z	N

Tabella 5.7: “Caratteristiche appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale”

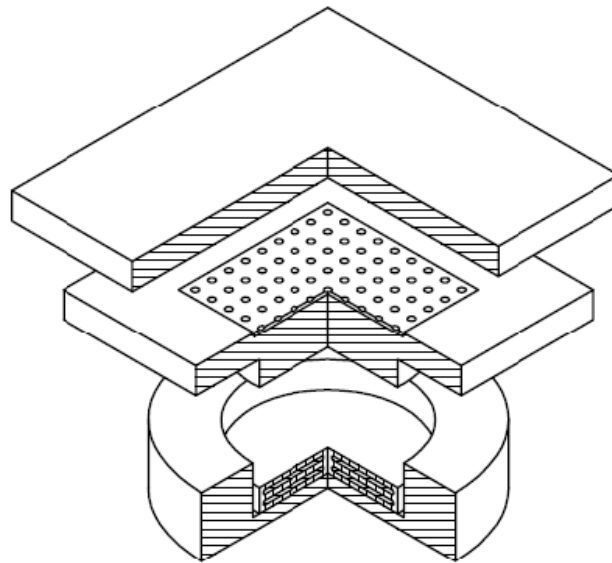


Figura 5.16: “Appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile multi direzionale e vincolo per due assi”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	scorrimento
	in direzione y	scorrimento
	in direzione z	ridotto
Rotazione	rispetto all'asse x	deformazione
	rispetto all'asse y	deformazione
	rispetto all'asse z	deformazione
Reazioni vincolari	in direzione x	-----
	in direzione y	-----
	in direzione z	N

Tabella 5.8: “Caratteristiche appoggio elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale e vincolo per due assi”

5.4.5 Appoggi in acciaio

In questo tipo di appoggi la parte resistente è costituita da acciaio.

Si descrivono ora le tipologie più diffuse, riportando oltre ad una schematica rappresentazione, una tabella riassuntiva su spostamenti, rotazioni e reazioni vincolari che insorgono.

Per gli appoggi in acciaio, a differenza dei casi precedenti, vengono specificate anche le reazioni vincolari relative ai momenti, questo perché, a differenza di altri tipi di appoggi, per gli appoggi in acciaio alcune rotazioni possono essere libere.

5.4.5.1 Appoggio oscillante a contatto lineare

Questo appoggio è detto a contatto lineare in quanto la superficie di contatto è costituita da una linea in direzione y .

La forma più tipica con cui si presentano è rettangolare allungata lungo l'asse di rotazione, particolare estremamente vantaggioso in caso di spazi limitati sulla sommità di pile e spalle.

Gli appoggi di questo tipo possono essere utilizzati per contrastare le azioni orizzontali, la resistenza deve in questo caso essere garantita mediante limitazioni meccaniche, come, ad esempio, perni di taglio.

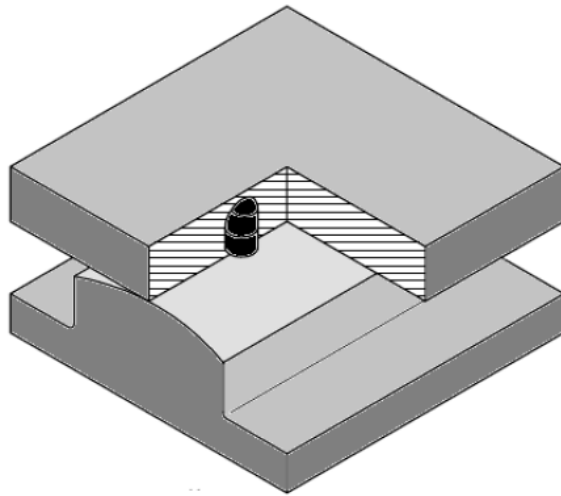


Figura 5.17: “Appoggio oscillante a contatto lineare con perno di taglio”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	nessuno
	in direzione y	nessuno
	in direzione z	quasi nessuno
Rotazione	rispetto all'asse x	nessuno
	rispetto all'asse y	contatto
	rispetto all'asse z	nessuno
Reazioni vincolari	in direzione x	V_x
	in direzione y	V_y
	in direzione z	N
	attorno all'asse x	M_x
	attorno all'asse y	-----

Tabella 5.9: “Caratteristiche appoggio oscillante a contatto lineare”

5.4.5.2 Appoggio oscillante a contatto lineare con parte scorrevole

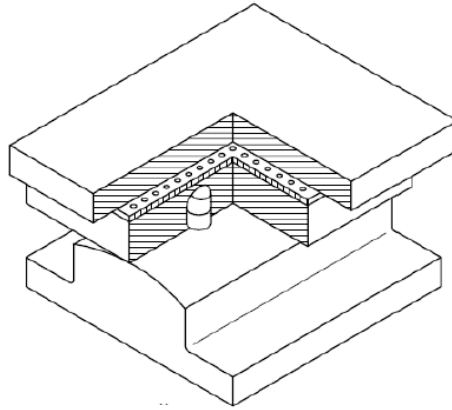


Figura 5.18: “Appoggio oscillante a contatto lineare con parte scorrevole mobile multidirezionale”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	scorrimento
	in direzione y	scorrimento
	in direzione z	quasi nessuno
Rotazione	rispetto all'asse x	nessuno
	rispetto all'asse y	contatto
	rispetto all'asse z	scorrimento
Reazioni vincolari	in direzione x	-----
	in direzione y	-----
	in direzione z	N
	attorno all'asse x	M_x
	attorno all'asse y	-----

Tabella 5.10: “Caratteristiche appoggio oscillante a contatto lineare con parte scorrevole mobile multidirezionale”

5.4.5.3 Appoggio metallico a disco elastomerico

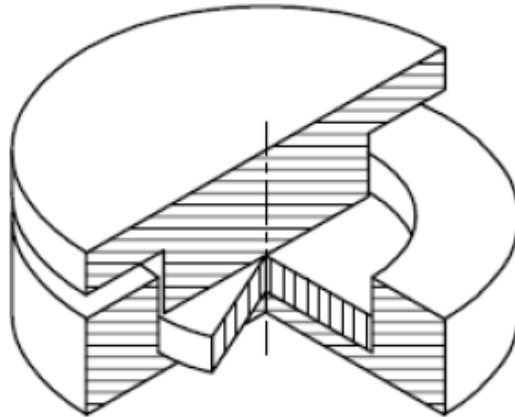


Figura 5.19: “Appoggio a disco elastomerico”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	nessuno
	in direzione y	nessuno
	in direzione z	molto ridotto
Rotazione	rispetto all'asse x	deformazione
	rispetto all'asse y	deformazione
	rispetto all'asse z	scorrimento e deformazione
Reazioni vincolari	in direzione x	V_x
	in direzione y	V_y
	in direzione z	N
	attorno all'asse x	-----
	attorno all'asse y	-----

Tabella 5.11: “Caratteristiche appoggio a disco elastomerico”

5.4.5.4 Appoggio a disco elastomerico con parte scorrevole

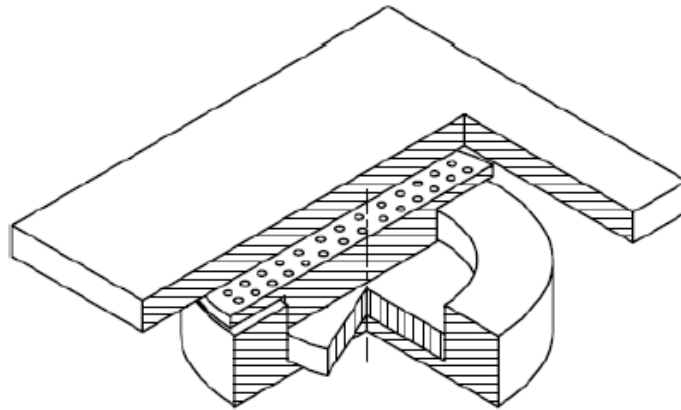


Figura 5.20: “Appoggio a disco elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	scorrimento
	in direzione y	scorrimento
	in direzione z	molto ridotto
Rotazione	rispetto all'asse x	deformazione
	rispetto all'asse y	deformazione
	rispetto all'asse z	scorrimento e deformazione
Reazioni vincolari	in direzione x	-----
	in direzione y	-----
	in direzione z	N
	attorno all'asse x	-----
	attorno all'asse y	-----

Tabella 5.12: “Caratteristiche appoggio a disco elastomerico con parte scorrevole mobile multidirezionale”

5.4.5.5 Appoggio a contatto puntiforme

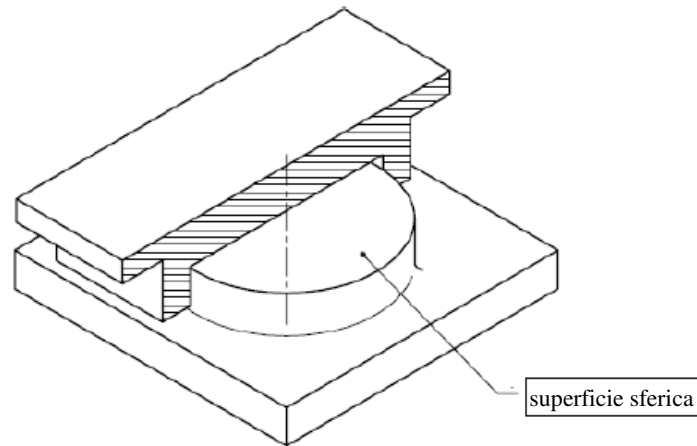


Figura 5.21: “Appoggio a contatto puntiforme”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	nessuno
	in direzione y	nessuno
	in direzione z	quasi nessuno
Rotazione	rispetto all'asse x	nessuno
	rispetto all'asse y	contatto
	rispetto all'asse z	contatto
Reazioni vincolari	in direzione x	V_x
	in direzione y	V_y
	in direzione z	N
	attorno all'asse x	-----
	attorno all'asse y	-----

Tabella 5.13: “Caratteristiche appoggio a contatto puntiforme”

5.4.5.6 Appoggio a rullo

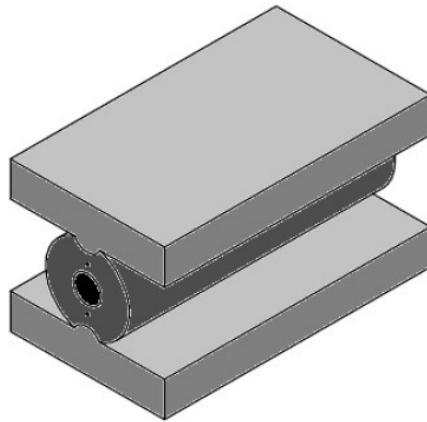


Figura 5.22: “Appoggio a rullo”

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	rotolamento
	in direzione y	nessuno
	in direzione z	quasi nessuno
Rotazione	rispetto all'asse x	nessuno
	rispetto all'asse y	contatto
	rispetto all'asse z	nessuno
Reazioni vincolari	in direzione x	-----
	in direzione y	V_y
	in direzione z	N
	attorno all'asse x	M_x
	attorno all'asse y	-----

Tabella 5.14: “Caratteristiche appoggio a rullo”

Nella realtà, pur essendo un appoggio mobile, è sempre presente una reazione vincolare V_x , come conseguenza dell'attrito per rotolamento tra le due superfici in acciaio.

5.4.6 I ritegni

I ritegni sono dei dispositivi che dovrebbero bloccare tutti gli spostamenti relativi orizzontali, consentendo solo le rotazioni relative tra le sezioni, sono questi i ritegni fissi, che trovano tuttavia scarsa applicazione per resistere a carichi verticali, ma che funzionano invece molto bene per sollecitazioni orizzontali.

Esistono anche i ritegni mobili, utilizzati però solo per fini particolari.

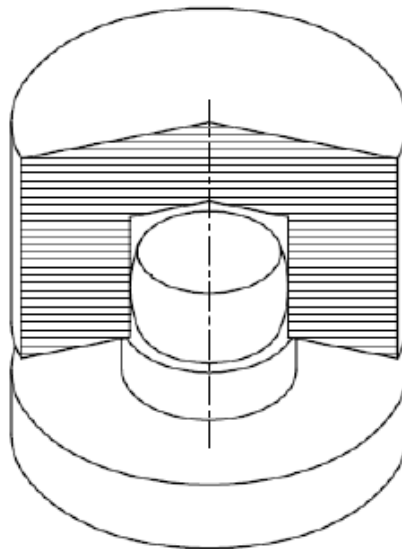


Figura 5.23: "Ritegno fisso in acciaio"

I movimenti relativi e le reazioni vincolari che nascono sono:

Spostamento	in direzione x	rotolamento
	in direzione y	nessuno
	in direzione z	scorrimento
Rotazione	rispetto all'asse x	scorrimento o deformazione
	rispetto all'asse y	scorrimento o deformazione
	rispetto all'asse z	scorrimento o deformazione
Reazioni vincolari	in direzione x	V_x
	in direzione y	V_y
	in direzione z	-----
	attorno all'asse x	-----
	attorno all'asse y	-----

Tabella 5.15: "Caratteristiche di un ritegno fisso"

CAPITOLO 6

ANALISI PARAMETRICA DI VULNERABILITA' SISMICA DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Nel presente capitolo si presentano le analisi parametriche di vulnerabilità sismica per i dispositivi di appoggio che, come si è detto, sono quei dispositivi che connettono le spalle e le pile con l'impalcato, consentendo la rotazione fra due elementi strutturali e trasmettendo i carichi. Per questo motivo il loro corretto funzionamento è alla base di del funzionamento dell'intera struttura.

Per l'analisi di questi apparecchi è fatto riferimento alle tre categorie omogenee individuate nell'ambito dell'analisi del database elettronico.

L'obiettivo di quest'analisi era ricavare degli abachi generali che in funzione della luce dell'impalcato, fornissero il valore di accelerazione spettrale di crisi per il singolo appoggio. Per ricavare questo risultato è stato necessario per gli appoggi in acciaio e per quelli in neoprene procedere prima ad un dimensionamento di massima.

Le formule per il calcolo dell'accelerazione spettrale di crisi sono state ricavate dal documento "Convenzione RELUIS - UniTN per RFI" del 2012, mentre per il dimensionamento si è fatto riferimento alle normative vigenti.

Primariamente è stata eseguita un'analisi dei carichi secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008.

Si procede ora alla descrizione dell'analisi dei carichi e successivamente all'analisi, per ogni tipo di appoggio, del processo seguito per ottenere gli abachi riportati nei paragrafi seguenti.

6.1 Analisi dei carichi

Per gli appoggi il parametro che più influisce sul loro funzionamento è il peso dell'impalcato che può essere correlato con le dimensioni dell'impalcato.

Per quanto riguarda il peso dell'impalcato si è scelto di considerare due tipologie d'impalcato:

- impalcato di larghezza 10,5 m, corrispondente ad una piattaforma stradale di tipo C1, secondo D.M. 5 Novembre 2001 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”

- impalcato di larghezza 22 m, corrispondente ad una piattaforma stradale di tipo B, secondo D.M. 5 Novembre 2001 “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”

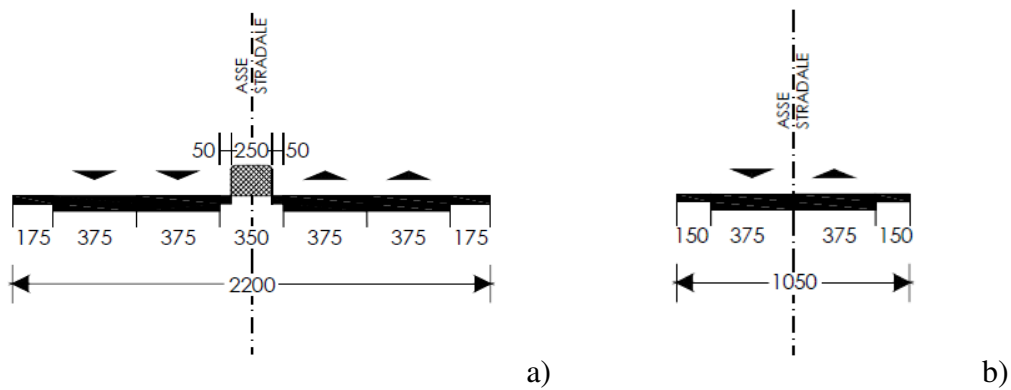


Figura 6.1: “Schemi delle due piattaforme stradali considerate: a) tipo B extraurbana principale; b) tipo C1 extraurbana secondaria”

L’analisi dei carichi è stata condotta secondo le prescrizioni delle Norme Tecniche par. 5.3.1.

6.1.1 Peso proprio della struttura (G_1)

Si è ipotizzata una struttura con soletta piena in calcestruzzo armato di spessore 0,3m.

Il peso del calcestruzzo è stato assunto pari a 25kN/m^3 .

I valori ottenuti sono:

	G_1 [kN]
Impalcato di 10,5m	$78,75 * \text{Luce}$
Impalcato di 22m	$165 * \text{Luce}$

Tabella 6.1: “Valori dei carichi permanenti strutturali”

6.1.2 Carichi permanenti non strutturali (G_2)

Fa parte di questa categoria la pavimentazione stradale, i marciapiedi, i sicurvia, i parapetti, le attrezzature stradali, i rinfianchi e simili.

Gli elementi considerati per l'impalcato largo 10,5 m sono:

- 2 cordoli in calcestruzzo nelle due banchine laterali, aventi larghezza di 1,5m (pari a quella della banchina) e spessore di 0,2m;
- una pavimentazione di spessore 15cm nell'area di strada interna alle due banchine, avente un peso di 20kN/m^3 ;
- due guard-rail laterali aventi il peso di $1,5\text{kN/m}$;
- due blocchi laterali costituiti da parapetto di protezione e rete dal peso complessivo di $0,5\text{kN/m}$.

Gli elementi considerati per l'impalcato largo 22 m sono:

- 2 cordoli in calcestruzzo nelle due banchine laterali, aventi larghezza di 1,5m (pari a quella della banchina) e spessore di 0,2m;
- una pavimentazione di spessore 15cm nell'area di strada interna alle due banchine, avente un peso di 20kN/m^3 ;
- tre guard-rail laterali (due laterali e uno centrale) aventi il peso di $1,5\text{kN/m}$;
- due blocchi laterali costituiti da parapetto di protezione e rete dal peso complessivo di $0,5\text{kN/m}$.

I valori ottenuti sono:

	G_2 [kN]
Impalcato di 10,5m	41,5 * Luce
Impalcato di 22m	78,5 * Luce

Tabella 6.2: “Valori dei carichi permanenti non strutturali”

6.1.3 Azioni variabili da traffico (Q_1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli schemi di carico descritti nelle NTC08 al par. 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel seguente prospetto.

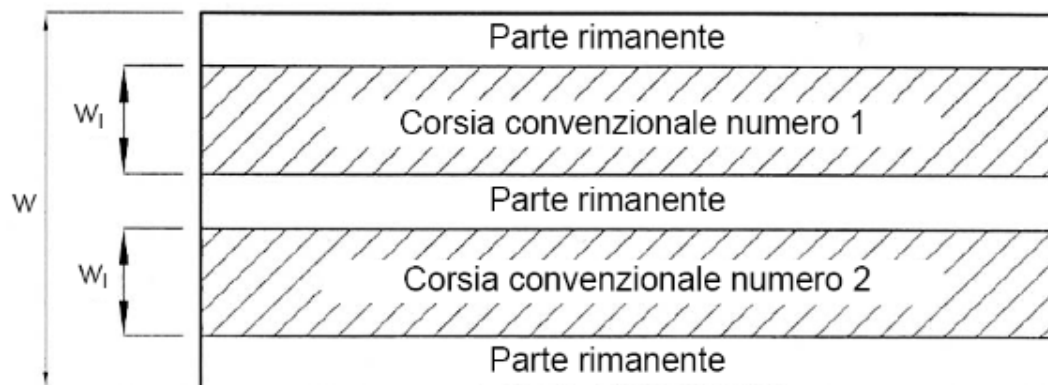


Figura 6.2: “Esempio di numerazione delle corsie convenzionali”

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Tabella 6.3: "Numero e larghezza delle corsie convenzionali"

La disposizione e la numerazione delle corsie vanno determinate in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi siano i più sfavorevoli.

La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

- **Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- **Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m e altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale

nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

- **Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.
- **Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- **Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di $5,0 \text{ kN/m}^2$. Il valore di combinazione è invece di $2,5 \text{ kN/m}^2$. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie d'influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- **Schemi di Carico 6.a, b, c:** in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ previsti dal D.M. 14/01/08.

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

- 1^a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- 2^a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;

- 3^a Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte. L'accesso ai ponti di 3^a Categoria di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Le opere in oggetto sono classificate come ponti di 1^a Categoria.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1^a e 2^a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m

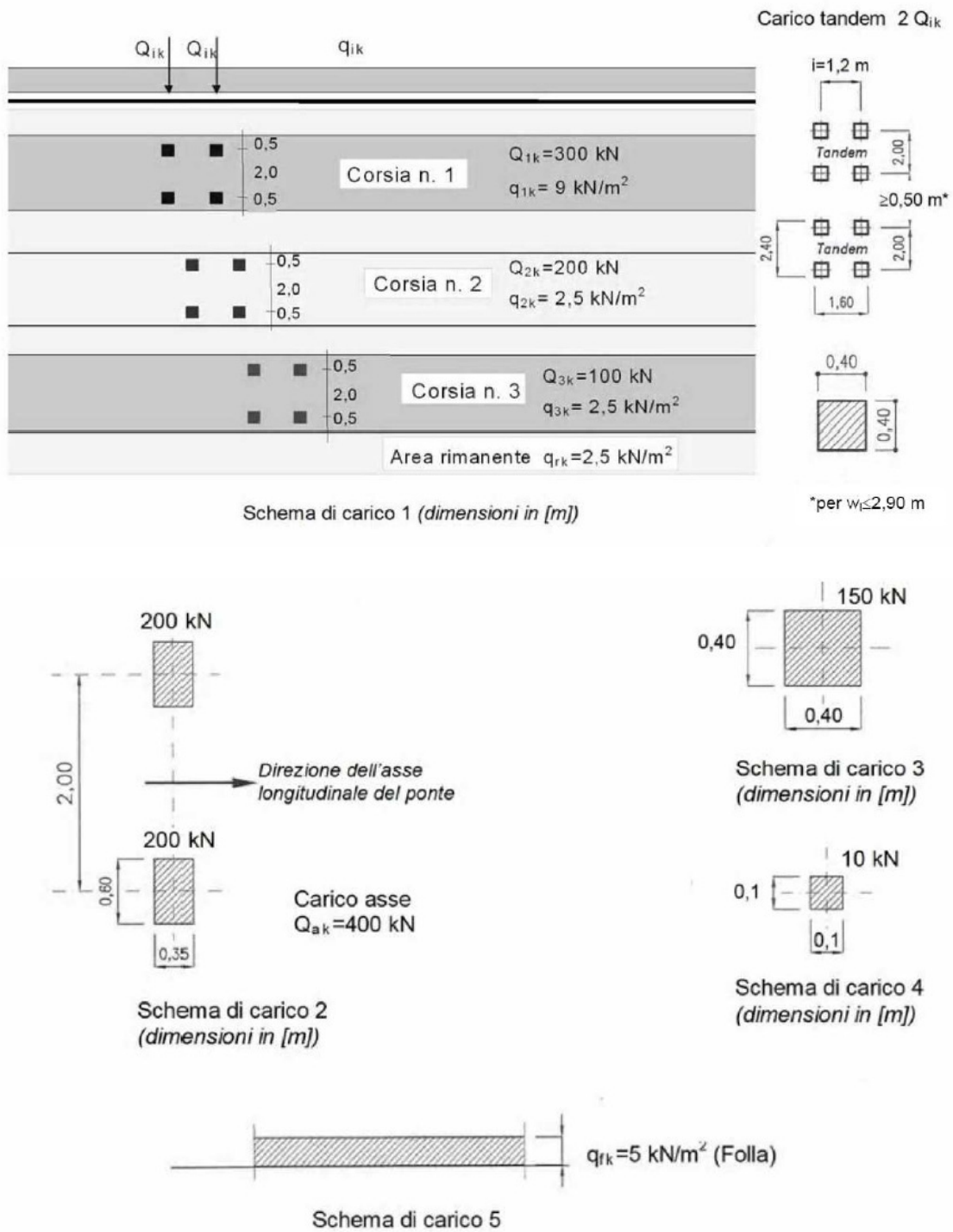


Figura 6.3: "Schemi di carico 1-5 (dimensioni in m)"

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a due, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi e il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di 1^a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi risultano i seguenti carichi:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 6.4: "Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie"

Per le due tipologie strutturali in esame sono state considerate le seguenti configurazioni:

- Impalcato da 22 m: 7 corsie convenzionali da 3m e una parte rimanente da 1m;
- Impalcato da 10,5m: 3 corsie convenzionali da 3m e una parte rimanente da 1,5m.

I carichi variabili da traffico totali sono:

	Q_1 [kN]
Impalcato di 10,5m	$600 + 47,75 * Luce$
Impalcato di 22m	$600 + 74,5 * Luce$

Tabella 6.4: "Valori dei carichi variabili da traffico"

I carichi totali agenti sui due impalcati sono riassunti nel prospetto seguente.

	G_1 [kN]	G_2 [kN]	Q_1 [kN]
Impalcato di 10,5m	78,75 * Luce	41,5 * Luce	600 + 47,75 * Luce
Impalcato di 22m	165 * Luce	78,5 * Luce	600 + 74,5 * Luce

Tabella 6.5: “Valori dei carichi totali agenti sui due impalcati”

La luce dell’impalcato risulta quindi un parametro fondamentale pertanto, per ciascuna delle due tipologie si sono analizzati impalcati aventi luce diversa. I valori scelti per ciascuna tipologia di appoggio, sono riportati nel paragrafo specifico.

6.2 Appoggi ad attrito

Per gli appoggi ad attrito l’analisi è stata condotta per luci d’impalcato di 10 - 20 - 30 - 40 - 50 - 60 m.

Oltre al peso dell’impalcato un parametro che influenza il loro funzionamento è il valore del coefficiente d’attrito, che dipende dal materiale di cui sono costituite le due superfici poste a contatto.

Le tipologie di attrito considerate sono state tre:

- attrito calcestruzzo - calcestruzzo $\mu = 0.8$
- attrito calcestruzzo - acciaio $\mu = 0.45$
- attrito acciaio - acciaio $\mu = 0.3$

Per il calcolo della domanda di spostamento al variare dell’accelerazione al sito si è proceduto nel seguente modo.

Partendo da semplici equazioni di equilibrio si ha che:

$$\begin{cases} F_H = S_a \cdot W_{impalcato} \\ F_{attrito} = \mu \cdot W_{impalcato} \\ F_H = F_{attrito} \end{cases}$$

Considerando uno stato limite ultimo, corrispondente alla perdita di appoggio e al collasso, è possibile individuare uno spostamento ultimo accettabile. Tale valore di spostamento è stato assunto pari a $d/2$, dove d è la lunghezza di appoggio dell'impalcato sulla spalla come rappresentato in figura, ed è quindi dipendente dallo spessore della spalla.

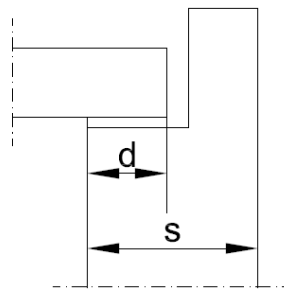


Figura 6.5: “Definizione dello spostamento limite”

Per lo spessore d sono stati scelti i seguenti valori 0.2 - 0.4 - 0.6 - 0.8 - 1m, corrispondenti ai seguenti valori di spostamento limite:

- $\delta_{LIM} = 0.1m$
- $\delta_{LIM} = 0.2m$
- $\delta_{LIM} = 0.3m$
- $\delta_{LIM} = 0.4m$
- $\delta_{LIM} = 0.5m$

L'assunzione di uno spostamento ultimo consente di determinare la rigidezza equivalente di un oscillatore semplice, la cui massa è stata assunta pari a quella dell'impalcato.

$$k_{eff} = \frac{F_H}{\delta_{LIM}}$$

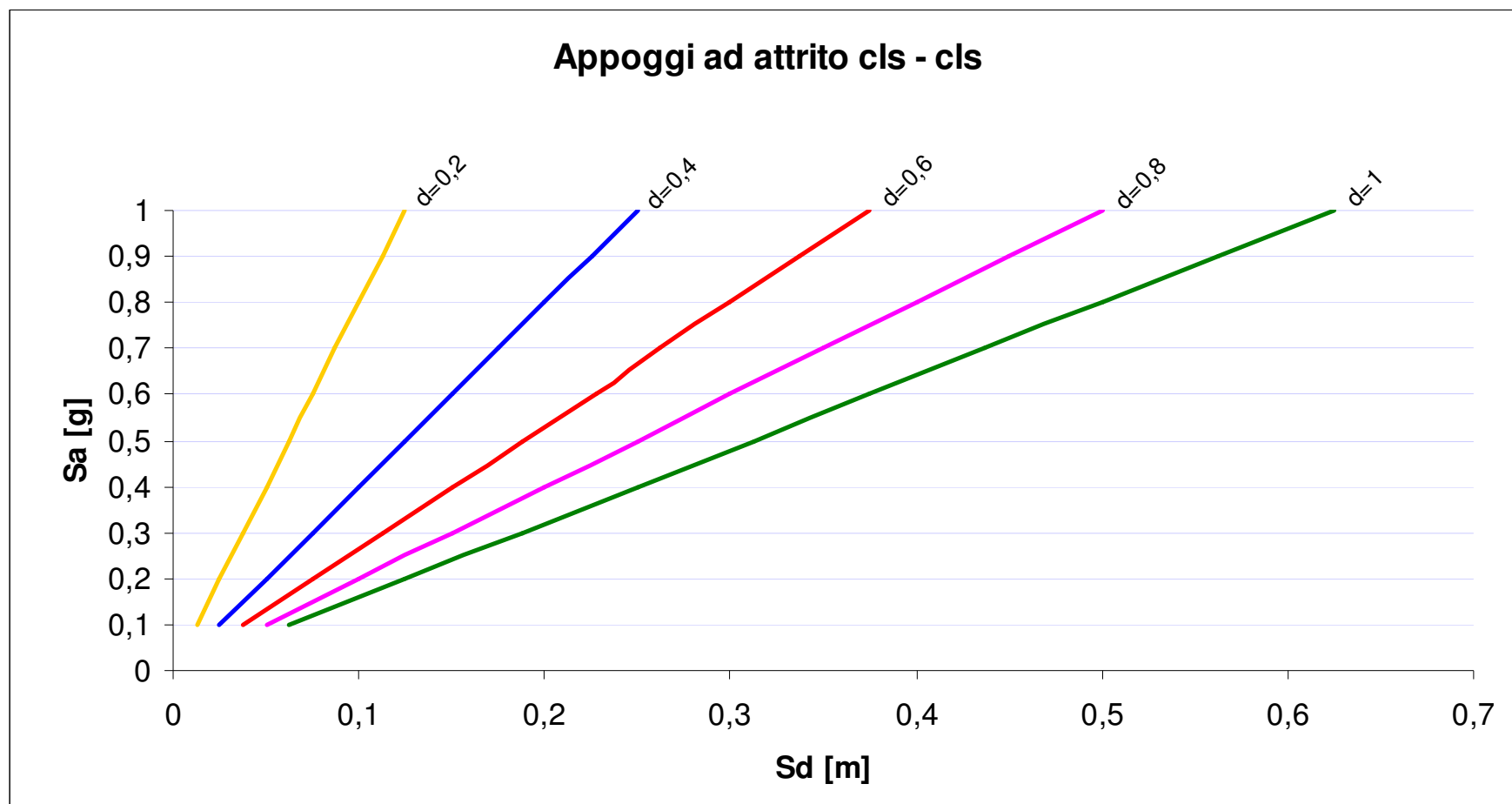
Considerando per S_a un range [0.1g - 1g], discretizzato con passo 0.1g, è possibile calcolare per questi dieci valori di S_a la domanda di spostamento, δ_{DOM} .

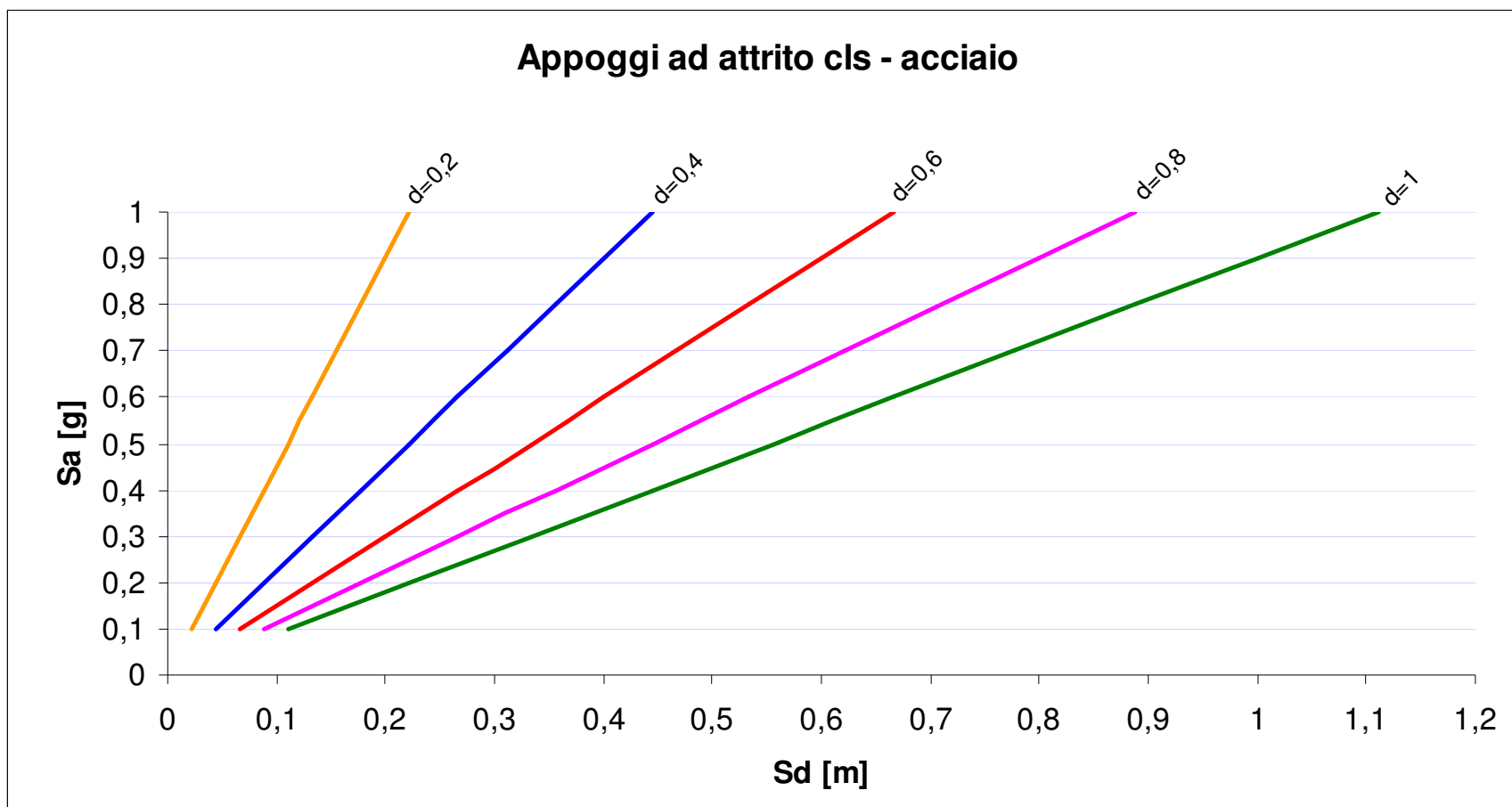
$$\delta_{DOM} = \frac{S_a \cdot W_{impalcato}}{k_{eff}}$$

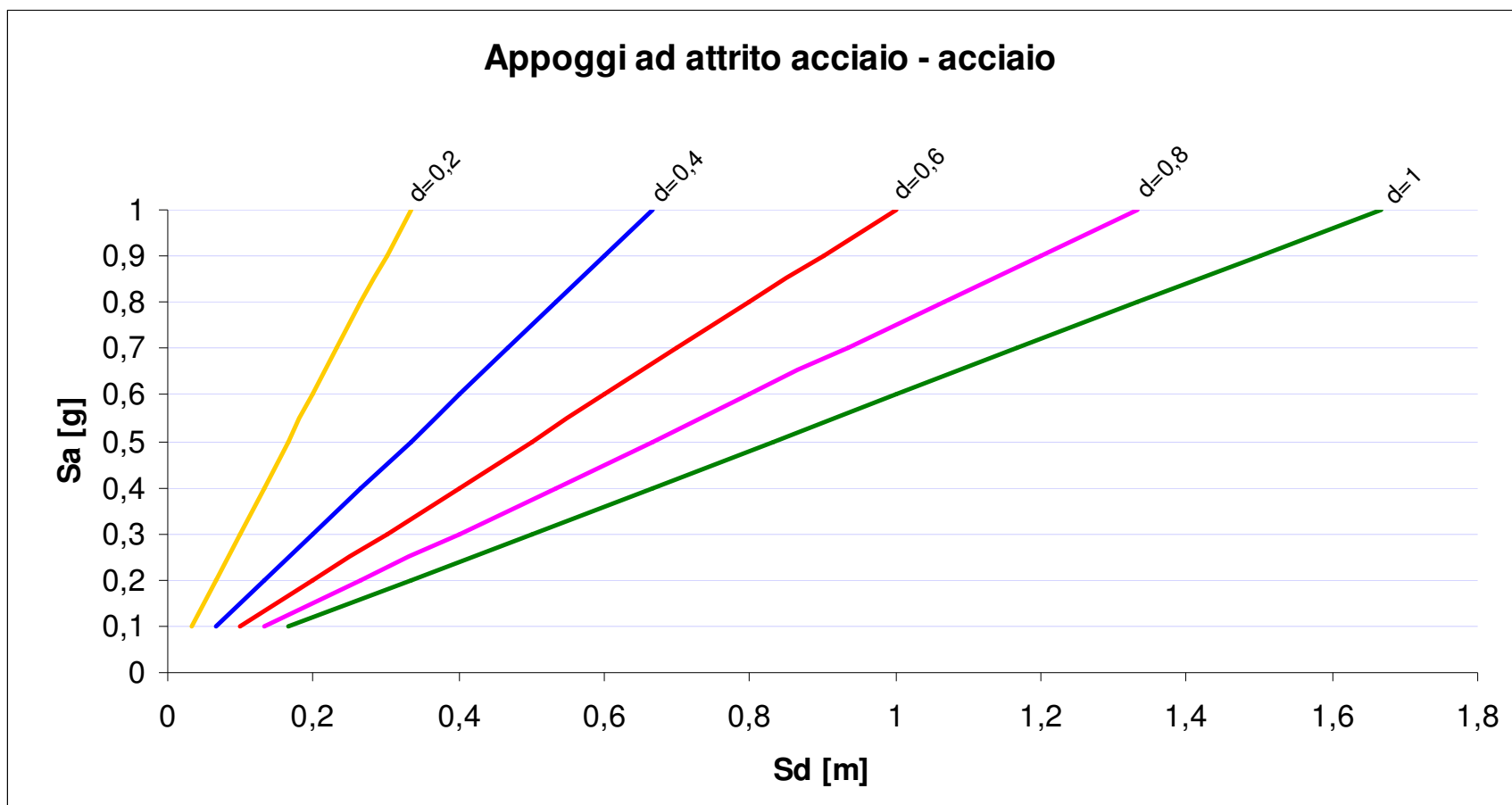
Il valore del danno è pari a:

$$D = \frac{\delta_{DOM}}{\delta_{LIM}} = \frac{S_a}{\mu}$$

I grafici riportati di seguito per le diverse tipologie di attrito, rappresentano per ciascun valore di spostamento limite come varia la domanda di spostamento S_d al variare dell'accelerazione S_a .







6.3 Appoggi in acciaio

Per gli appoggi in acciaio, in accordo con quanto riportato nella “Convenzione RELUIS”, sono state considerate tre delle tipologie più diffuse, cioè:

- appoggio a perno
- appoggio oscillante a contatto lineare
- appoggio a rullo

Per ciascuna tipologia prima si è proceduto al dimensionamento, secondo quanto riportato nelle normative UNI EN 1337-4:2004 e CNR UNI 10011, e successivamente è stata calcolata l’accelerazione spettrale di crisi con le formule riportate nella “Convenzione RELUIS”.

Per tutti e tre i tipi di appoggio è stata condotta un’analisi parametrica, partendo dalla considerazione che i parametri che influiscono sia sul dimensionamento che sulla verifica sono il peso dell’impalcato, e quindi le sue dimensioni, e la resistenza dell’acciaio di cui è costituito l’appoggio.

L’analisi è stata condotta per luci d’impalcato di 5 - 10 - 15 - 20 - 25 - 30 - 35 - 40 - 45 - 50m. Inoltre, poiché la resistenza dell’acciaio dipende dal tipo di acciaio, i grafici sono stato ricavati per due tipi di acciaio più utilizzati (S235 e S275), le cui caratteristiche principali sono riportate di seguito.

	S235	S275
f_{yd} [Mpa]	360	430
f_u [Mpa]	235	275
E [Mpa]	206000	206000

Tabella 6.6: “Caratteristiche dei due principali tipi di acciaio utilizzati”

Per quanto riguarda il dimensionamento e la verifica dei dispositivi di appoggio, si è formulata l'ipotesi di avere quattro appoggi per ogni impalcato disposti come nell'immagine di seguito.

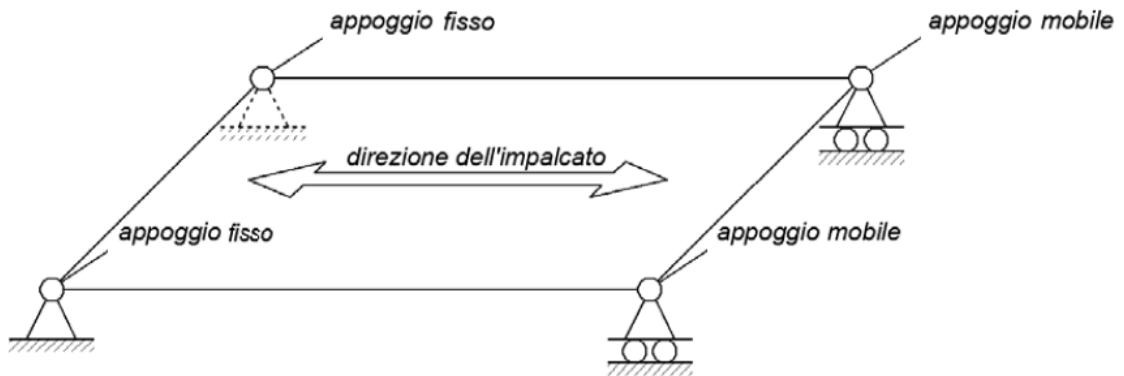


Figura 6.6: “Modello di disposizione degli appoggi utilizzato sia per il dimensionamento sia per la valutazione dell’accelerazione di crisi”

Per il dimensionamento si è considerata una combinazione dei carichi che tenesse conto sia dei carichi permanenti che di quelli accidentali, mentre per il calcolo dell’accelerazione spettrale massima si sono considerati agenti, oltre all’azione sismica solo i carichi permanenti.

- Combinazione di carico usata per il dimensionamento

$$F = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

- Combinazione di carico usata per il calcolo di S_a

$$F = E + G_1 + G_2$$

6.3.1 Appoggio a perno

Per il dimensionamento del perno bisogna calcolare due parametri: il raggio e la lunghezza del perno.

Per il raggio si è fatto riferimento al valore minimo fissato da RFI nel documento “Convenzione RELUIS”, pari a 0,01m, e si è aumentato progressivamente di 0,01m ogni 5m di luce d’impalcato.

Si hanno quindi raggi del perno che vanno da 0,01m per impalcato di luce pari a 5m fino a perni con raggio 0,1m per impalcato con luce di 50m.

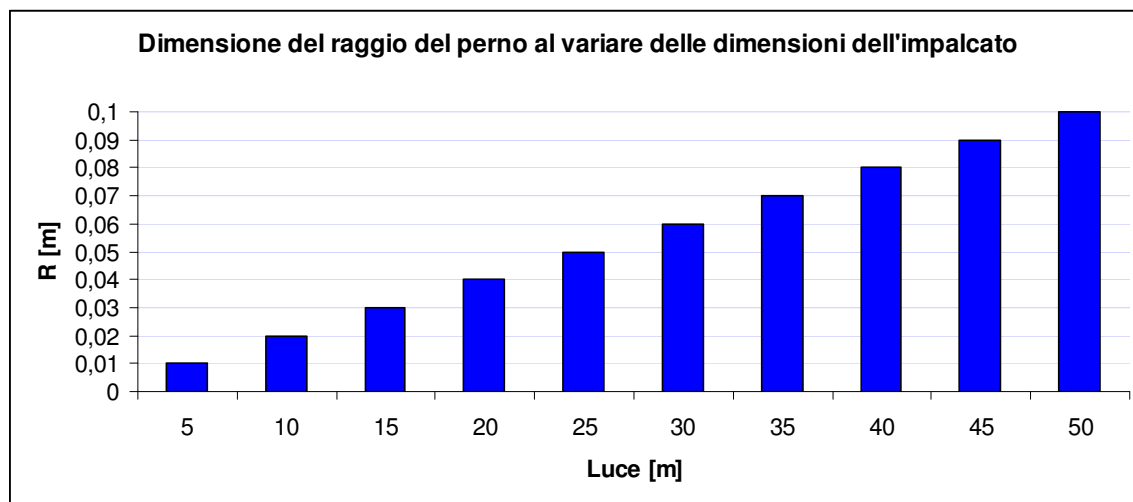


Figura 6.7: "Dimensione del raggio del perno al variare della luce dell'impalcato"

Per quanto riguarda la lunghezza RFI fissava nella convenzione una lunghezza costante pari a 0,6m. I ponti cui però si fa riferimento in questo documento sono ponti ferroviari, soggetti a carichi maggiori dei ponti stradali che si stanno considerando qui. Pertanto alla luce di queste considerazioni, si è deciso di fissare comunque valori costanti, ma inferiore al valore scelto da RFI.

I valori assegnati sono stati:

- Per impalcati di larghezza 10,5m e luce compresa nell'intervallo [5m; 25m]

$$l_{perno}=0,4m$$

- Per impalcati di larghezza 10,5m e luce compresa nell'intervallo [30m; 50m]

$$l_{perno}=0,45m$$

- Per impalcati di larghezza 22m e luce compresa nell'intervallo [5m; 25m]

$$l_{perno}=0,45m$$

- Per impalcati di larghezza 22m e luce compresa nell'intervallo [30m; 50m]

$$l_{perno}=0,5m$$

Una volta dimensionato il perno si valuta il valore di accelerazione spettrale che causa la crisi per taglio. Il criterio di rottura utilizza è quello di Von Mises:

$$\tau_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

con:

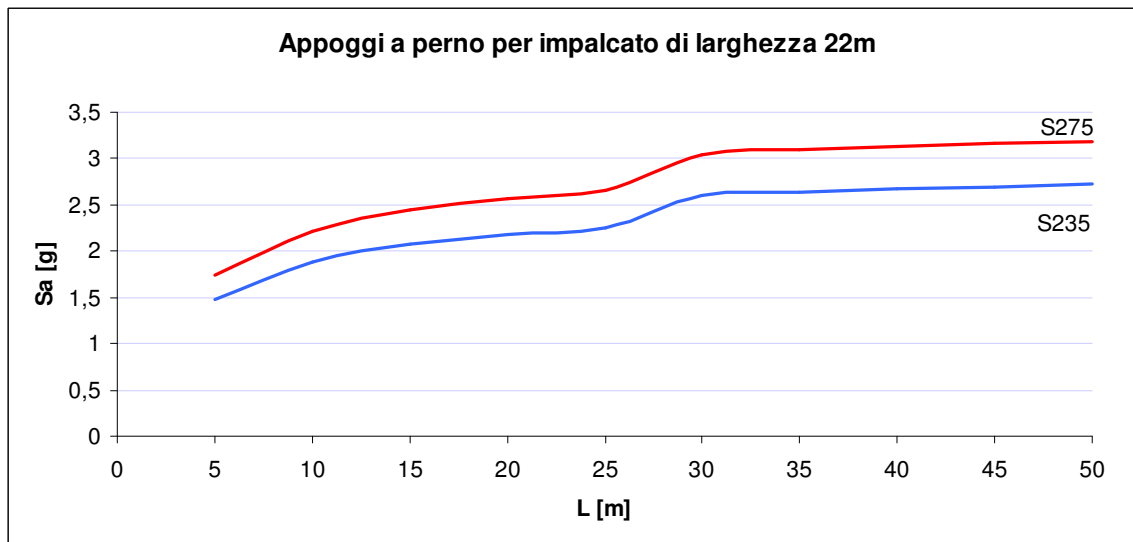
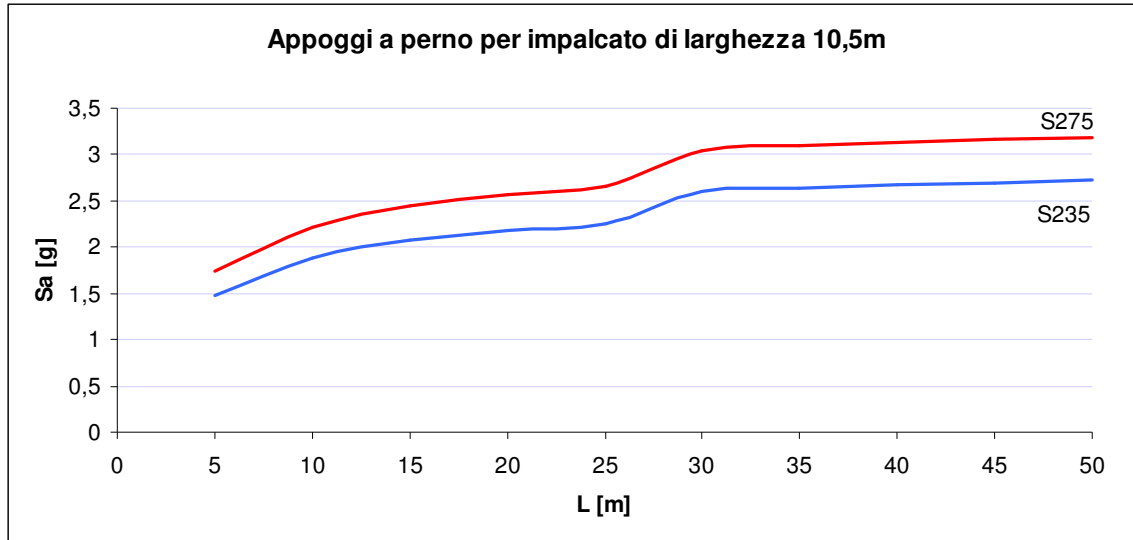
$$- \sigma = \frac{1}{4} \cdot \frac{w_{imp} \cdot Luce}{2R \cdot l_{perno}} ; \text{tensione normale agente sulla superficie di rottura}$$

$$- \tau = \frac{1}{2} \cdot \frac{w_{imp} \cdot Luce}{2R \cdot l_{perno}} \cdot S_a ; \text{tensione tagliante agente sulla superficie di rottura}$$

Dall'imposizione dell'uguaglianza tra tensione di snervamento dell'acciaio e tensione in corrispondenza della superficie di rottura del perno, si ottiene il seguente valore di accelerazione spettrale di crisi per il singolo appoggio.

$$S_a = \sqrt{\frac{4}{3} \left(\left(\frac{f_{yd}}{\frac{w_{imp} \cdot Luce}{2R \cdot l_{perno}}} \right)^2 - \frac{1}{10} \right)}$$

I risultati ottenuti sono schematizzati nei due abachi seguenti.



6.3.2 Appoggio oscillante a contatto lineare

Per gli appoggi oscillanti a contatto lineare, come quello schematizzato in figura 5.9, il meccanismo di rottura ipotizzato prevede il contributo di denti metallici e dell'attrito che si sviluppa fra piastra inferiore e piastra superiore.

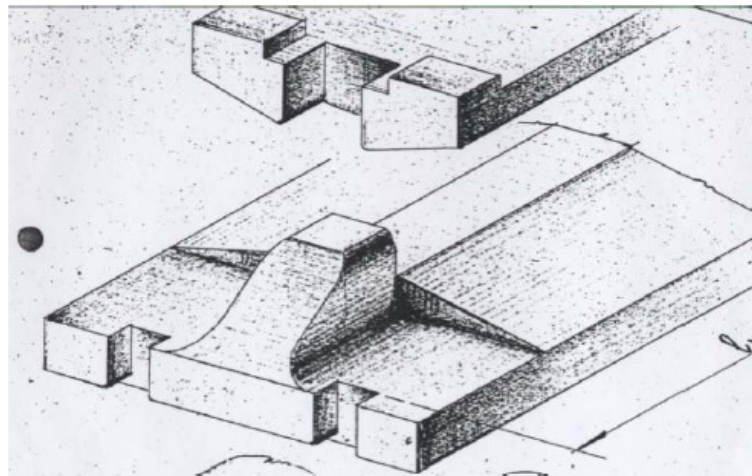


Figura 6.8: "Dispositivo di appoggio oscillante a contatto lineare"

Le dimensioni dei denti dell'appoggio sono state considerate fisse, e pari ai valori citati da RFI nella "Convenzione RELUIS".

I denti metallici degli appoggi mobili hanno dimensioni di base pari a 50 x 15 mm e un'altezza di 20 mm; mentre denti metallici degli appoggi fissi hanno dimensioni di base pari a 95 x 50 mm e un'altezza di 50 mm.

Per il coefficiente d'attrito si è assunto il valore di 0,3, ossia il valore caratteristico per l'attrito tra acciaio e acciaio.

La rottura del dente metallico avviene per sollecitazione di taglio puro come riportato nella figura seguente.

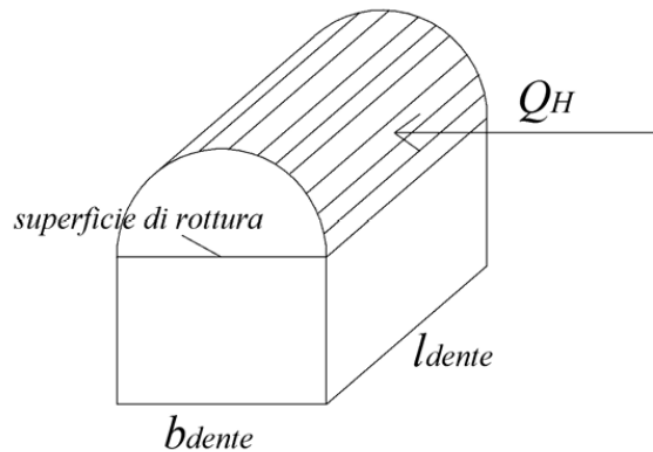


Figura 6.9: "Schema delle forze che causano la crisi per taglio dell'appoggio"

Le verifiche sugli appoggi devono essere condotte nelle due direzioni principali come segue:

- in senso trasversale: immaginando che la sollecitazione sismica si ripartisca in modo uguale sui quattro appoggi, e di questi siano gli appoggi mobili a rappresentare il punto più debole, pertanto deve essere assunta come condizione limite la rottura dei denti metallici degli appoggi mobili;
- in senso longitudinale immaginando che la sollecitazione sismica si ripartisca in modo uguale sui quattro appoggi, e di questi siano gli appoggi fissi che si oppongono allo scivolamento dell'impalcato, pertanto deve essere assunta come condizione limite la rottura dei denti metallici degli appoggi mobili;

In entrambi i casi se deve considerare il contributo dell'attrito, fornito dal contatto tra le superfici dell'appoggio, modellato attraverso un comportamento di tipo rigido - perfettamente plastico.

VERIFICA APPOGGIO IN SENSO TRASVERSALE

Il criterio di rottura adottato è ancora quello di Von Mises:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

con:

$$- \sigma = 0$$

$$- \tau = \frac{1}{4} \cdot w_{imp} \cdot S_a \frac{1}{2(b_{dente} \cdot l_{dente})}$$

Dall'imposizione dell'uguaglianza tra tensione di snervamento dell'acciaio e tensione in corrispondenza della superficie di rottura del perno, si ottiene il seguente valore di accelerazione spettrale di crisi per il singolo appoggio.

$$S_a = \frac{8}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_{yd}}{\frac{w_{imp}}{b_{dente} \cdot l_{dente}}} + \mu_{acc-acc}$$

VERIFICA APPOGGIO IN SENSO LONGITUDINALE

Il criterio di rottura adottato è ancora quello di Von Mises:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

con:

$$- \sigma = 0$$

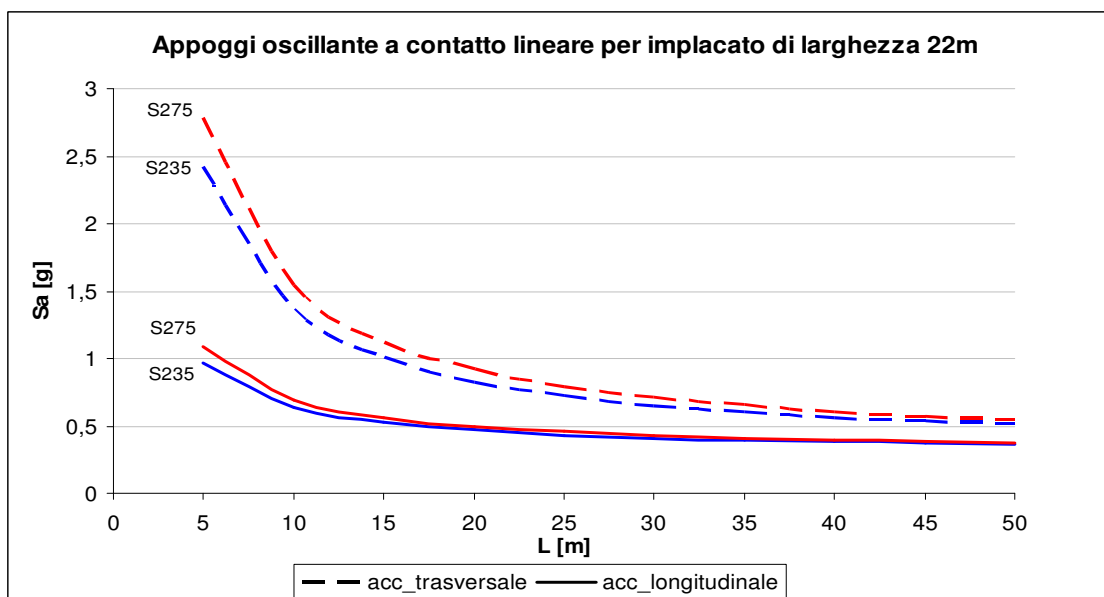
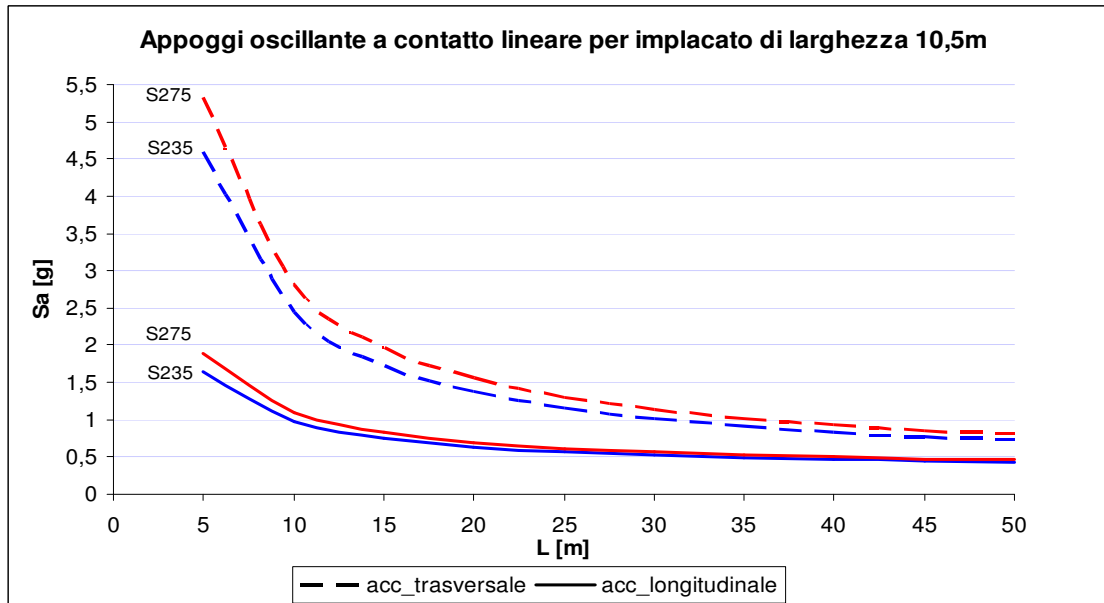
$$- \tau = \frac{1}{2} \cdot w_{imp} \cdot S_a \frac{1}{2(b_{dente} \cdot l_{dente})}$$

Dall'imposizione dell'uguaglianza tra tensione di snervamento dell'acciaio e tensione in corrispondenza della superficie di rottura del perno, si ottiene il seguente valore di accelerazione spettrale di crisi per il singolo appoggio.

$$S_a = \frac{4}{\sqrt{3}} \cdot \frac{f_{yd}}{W_{imp}} + \mu_{acc-acc}$$

$$\frac{b_{dente} \cdot l_{dente}}$$

I risultati ottenuti per le verifiche in entrambe le direzioni sono riportati di seguito.



6.3.3 Appoggio a rullo

Per il dimensionamento dei rulli i parametri che devono essere definiti sono il raggio del rullo e la lunghezza del rullo.

Per calcolare il raggio del rullo si è fatto riferimento alle formule di Hertz, riportate dalla norma UNI CNR 10011, mentre per la lunghezza del rullo si è assegnato un valore facendo riferimento a quanto prescrive la norma UNI EN 1337-4:2004 par. 6.5, ossia che la lunghezza del rullo non deve essere inferiore al doppio del diametro, né superiore a sei volte il diametro.

Per il calcolo del raggio (r), ipotizzando un contatto lineare di lunghezza (b) pari alla lunghezza del rullo si è utilizzata la formula:

$$\sigma = \sqrt{\frac{0.18 \cdot E \cdot F}{r \cdot b}}$$

dove F rappresenta il carico totale agente sull'appoggio, pari ad un quarto dello scarico totale dell'impalcato, ipotizzando ancora una volta una configurazione con quattro appoggi.

Sempre da normativa la pressione di contatto, per contatto lineare, deve risultare:

$$\sigma \leq 4,0 f_{yd}$$

Imponendo l'uguaglianza tra queste due relazioni si ottiene la formula per il dimensionamento del raggio:

$$r = \frac{0.18 \cdot E \cdot W_{imp} / 4}{b \cdot (4 \cdot f_{yd})^2}$$

Poiché r dipende dalla lunghezza di contatto b , non nota a priori, si procede iterativamente fino a quando si trova un valore di b che soddisfi le prescrizioni della normativa, cioè:

$$2d \leq b \leq 6d \quad \text{con } d = 2r$$

Una volta dimensionato il rullo si valuta il valore di accelerazione spettrale che causa la crisi per taglio. Il criterio di rottura utilizza è quello di Von Mises:

$$\tau_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

con:

$$- \sigma = \frac{1}{4} \cdot \frac{w_{imp} \cdot Luce}{2(0.15 \cdot r) \cdot b} ; \quad \text{tensione normale agente sulla superficie di rottura}$$

$$- \tau = \frac{1}{2} \cdot \frac{w_{imp} \cdot Luce}{2(0.15 \cdot r) \cdot b} \cdot S_a ; \quad \text{tensione tagliante agente sulla superficie di rottura}$$

Le formule utilizzate sono analoghe a quelle dell'appoggio a perno, l'unica differenza sta nel fatto che mentre per il perno si considerava una superficie di contatto pari a $2R \cdot l_{perno}$, qui per effetto di considerazioni geometriche si considera come superficie di contatto una striscia avente una larghezza pari a $0.15r$, sia tra il rullo e la piastra superiore sia tra il rullo e la piastra inferiore.

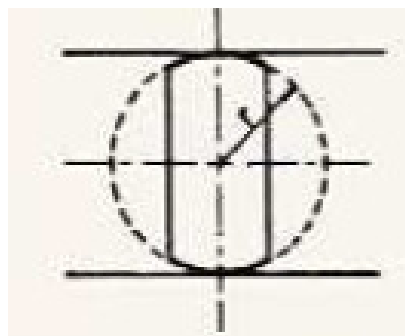
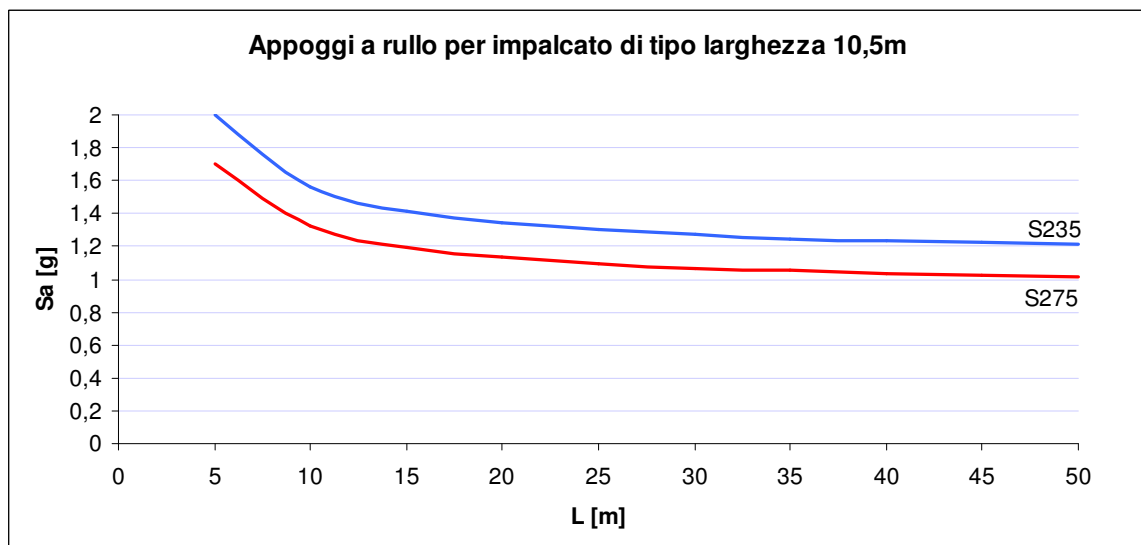


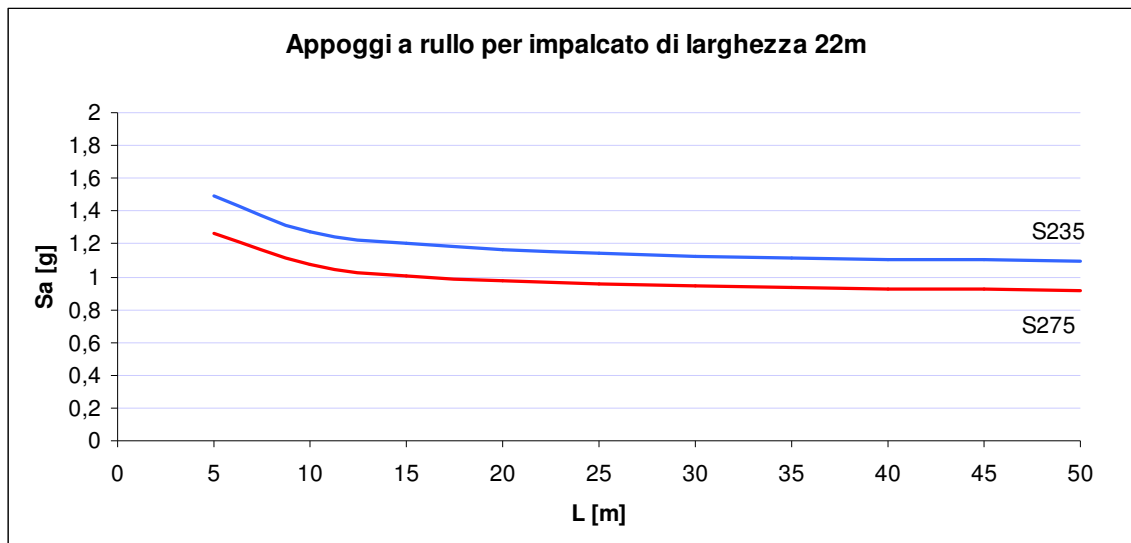
Figura 6.10: "Schema della superficie di contatto totale considerata nell'appoggio"

Dall'imposizione dell'uguaglianza tra tensione di snervamento dell'acciaio e tensione in corrispondenza della superficie di rottura del perno, si ottiene il seguente valore di accelerazione spettrale di crisi per il singolo appoggio.

$$S_a = \sqrt{\frac{4}{3} \left(\left(\frac{f_{yd}}{\frac{w_{imp} \cdot Luce}{2(0.15 \cdot r) \cdot b}} \right)^2 - \frac{1}{10} \right)}$$

I risultati ottenuti sono schematizzati nei due abachi seguenti.





6.4 Appoggi in neoprene

Per gli appoggi in neoprene, un particolare tipo di gomma, si è considerato un appoggio cosiddetto armato, costituito cioè di strati alternati di gomma e acciaio. La presenza dell'acciaio conferisce all'appoggio una maggiore resistenza, e svolge anche un effetto di limitazione delle deformazioni trasversali.

Per il dimensionamento e anche per il successivo calcolo dell'accelerazione spettrale di crisi si è fatto riferimento a quanto riportato nelle normative UNI EN 1337-3:2005 e CNR UNI 10018, poiché tali appoggi non venivano trattati nella "Convenzione RELUIS" perchè poco diffusi nei ponti ferroviari esistenti.

L'analisi è stata condotta per luci d'impalcato di 5 - 10 - 15 - 20 - 25 - 30 - 35 - 40 - 45 - 50m.

Per quanto riguarda il dimensionamento e la verifica dei dispositivi di appoggio, si è formulata l'ipotesi di avere quattro appoggi per ogni impalcato disposti secondo lo stesso schema utilizzato per gli appoggi in acciaio (Figura 6.7).

Per il dimensionamento si è considerata una combinazione dei carichi che tenesse conto sia dei carichi permanenti che di quelli accidentali, mentre per il calcolo dell'accelerazione spettrale massima si sono considerati agenti, oltre all'azione sismica solo i carichi permanenti.

- Combinazione di carico usata per il dimensionamento

$$F = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

- Combinazione di carico usata per il calcolo di S_a

$$F = E + G_1 + G_2$$

Per il dimensionamento dell'appoggio si è operato calcolando innanzitutto l'area di un singolo appoggio. Secondo quanto riportato dalla norma CNR 10018 par. 5.2.4.2, la tensione verticale agente su ciascun appoggio sotto l'intero carico di progetto deve rispettare il seguente limite:

$$\sigma_v \leq 15 \text{ N/mm}^2$$

Sappiamo dalla formula di Navier che $\sigma_v = N/A$

dove N è lo l'intero carico di progetto (carichi permanenti + carichi accidentali).

Combinando queste due relazioni si ottiene per l'area di un singolo appoggio:

$$A = \frac{F_{TOT} / 4}{15}$$

Il valore dell'area così fornito era un valore minimo per rispettare l'uguaglianza; e, poiché l'area così ottenuta non rappresentava un valore intero di quelli che si trovano tipicamente nei listini dei produttori, si è dimensionato un appoggio in neoprene che avesse delle dimensioni intere e un'area effettiva maggiore di quella calcolata.

Così, ad esempio, nel caso di un'area calcolata di 37668 mm^2 , si è dimensionato un appoggio $200 \times 200 \text{ mm}$, con un'area effettiva di 40000 mm^2 .

In seguito per ogni appoggio così dimensionato è stato calcolato il coefficiente di forma S , secondo quanto riportato al par. 5.2 delle norme CNR 10018.

$$S = \frac{a \cdot b}{2s(a + b)}$$

dove a , b e s sono le dimensioni riportate in figura.

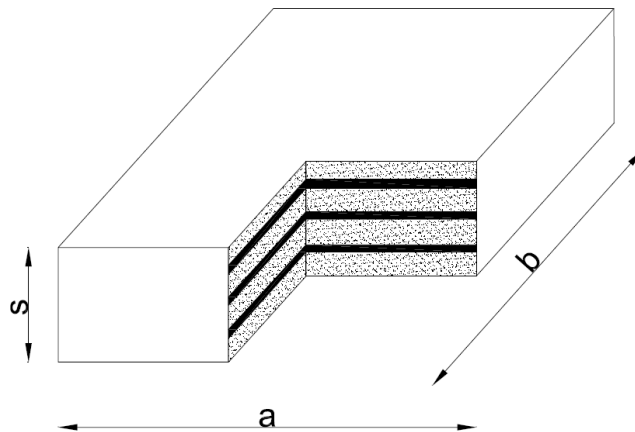


Figura 6.11: "Schema appoggio in neoprene"

Per valutare che l'area effettiva così calcolata fosse corretta, sono state condotte le due verifiche sulle tensioni verticali prescritte dalla normativa CNR 10018 par. 5.2.4.2, riportate di seguito:

- $\sigma_v \leq 10 \text{ N/mm}^2$; sotto i soli carichi permanenti
- $\sigma_v \leq 15 \text{ N/mm}^2$; sotto l'intero carico di progetto

Una volta dimensionato l'appoggio in neoprene armato, si è passati al calcolo dell'accelerazione spettrale di crisi.

Dalla normativa CNR UNI 10018 deve risultare che $\tau_H \leq 0.5G$, dove G è il modulo di resistenza al taglio della gomma assunto pari a 0,9 MPa.

Inoltre, sempre nella stessa normativa par. 5.2.3, viene fornita la seguente relazione che lega tensioni orizzontali e scorrimenti angolari:

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{\tau_H}{G}$$

Sostituendo la condizione limite per τ_H risulta: $\operatorname{tg} \gamma = \frac{0.5G}{G} = 0.5$, da cui si ricava per

l'angolo γ un valore limite pari a $\gamma_{\text{limite}} = 26^\circ,56$.

Da considerazioni di scienza delle costruzioni si ha che:

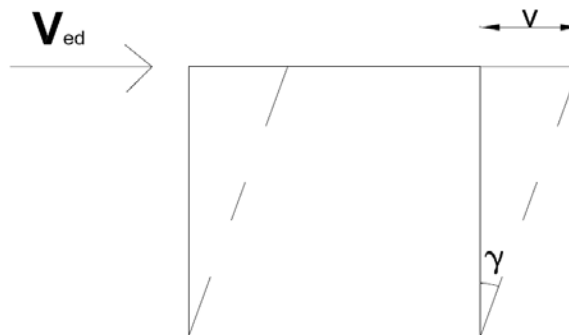


Figura 6.12: "Scorrimento angolare"

$$\triangleright \gamma = \frac{V}{G \cdot A}$$

$$\triangleright v = s \cdot \operatorname{tg} \gamma$$

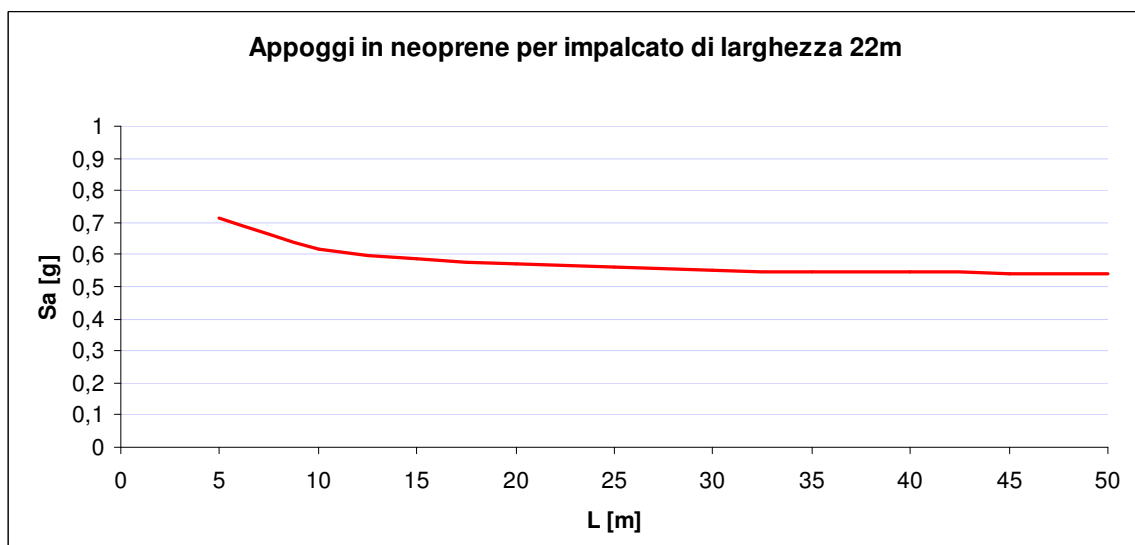
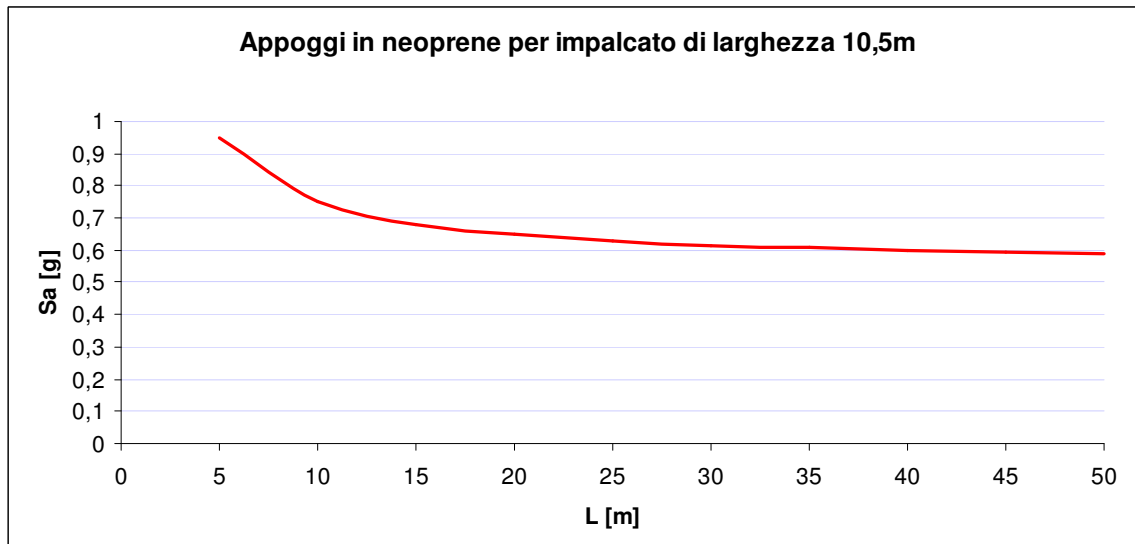
Considerando come unica azione orizzontale agente l'azione sismica, risulta:

$$V = S_a \cdot W_{\text{impalcato}}$$

Inserendo l'espressione di V all'interno della relazione che fornisce l'angolo γ , e imponendo come valore limite $26^{\circ},56$, si ottiene per S_a un'espressione del tipo:

$$S_a = \frac{26^{\circ},56 \cdot G \cdot A}{W_{impalcato}}$$

I risultati ottenuti sono riportati negli abachi di seguito.



CAPITOLO 7

ANALISI PARAMETRICA DI VULNERABILITA' SISMICA DELLE SPALLE

Le spalle, insieme alle pile, sono gli elementi verticali che hanno il compito di trasmettere i carichi provenienti dall'impalcato e quelli del terreno dietro di loro direttamente alle fondazioni.

Durante l'azione sismica il comportamento delle spalle può essere assimilato a quello di una mensola incastrata alla base con un carico concentrato in sommità. Essa è quindi soggetta a spostamenti indotti dalla forzante sismica.

Oltre ad una considerazione in termini di spostamenti occorre considerare che l'azione sismica è schematizzata come un'azione di taglio alla base dell'elemento verticale, che deve essere contrastata dal taglio resistente alla base della spalla, dato dal calcestruzzo e dall'armatura trasversale.

Quest'azione di taglio deve essere sommata a quelle dovute alla spinta statica e alla spinta dinamica del terreno.

E' possibile quindi valutare il danno (rapporto tra sollecitazione agente e sollecitazione resistente) sia in termini di taglio sia di momento, per diversi valori di accelerazione spettrale e valutare come questo vari al variare di S_a .

Anche per le spalle, così com'era stato fatto per gli appoggi, si è deciso di condurre un'analisi parametrica, scegliendo di parametrizzare alcune proprietà che potessero essere rappresentativi del loro comportamento. Combinando i diversi dati tra loro è stato possibile ricavare un campione di notevoli dimensioni che può ben rappresentare la maggioranza dei ponti monocampata in calcestruzzo del database elettronico.

7.1 Definizione dei parametri rappresentativi

I parametri scelti per rappresentare il comportamento di un vasto numero di spalle sono:

- la larghezza della spalla (L)
- l'altezza della spalla (H)
- lo spessore della spalla (S)
- la luce dell'impalcato
- il valore di resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
- la percentuale di armatura verticale
- la percentuale di armatura trasversale

Per ognuno di questi parametri sono stati scelti dei valori significativi sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi del database elettronico.

I valori scelti sono i seguenti:

- Larghezza della spalla: 10.5m e 22m. In accordo con quanto fatto per gli appoggi si è scelto di continuare a considerare due tipologie d'impalcato larghe rispettivamente 10,5m e 22m e, poiché la spalla è larga quanto l'impalcato i valori scelti sono quelli delle larghezze delle due piattaforme stradali.
- Altezza della spalla: 6m, 8m, 10m, 12m

- Spessore della spalla: 0.6m, 1m, 1.5m, 2m, 2.5m
- Luce dell'implacato: 10m, 20m, 30m
- R_{ck} del calcestruzzo: 15MPa, 25MPa, 40MPa
- percentuale di armatura verticale: 0.1%, 0.3%, 0.5%
- percentuale di armatura trasversale: 0%, 0.05%, 0.01%

Combinando questi dati è stato possibile ricavare un campione di notevoli dimensioni che può ben rappresentare la maggioranza dei ponti monocampata in calcestruzzo del database. Su ciascun elemento del campione è stata condotta un'analisi statica equivalente, considerando le forze per unità di larghezza della spalla. Quest'ultima ipotesi ha permesso alla fine di non dover classificare i risultati anche in funzione della larghezza della spalla, in quanto questi risultavano molto simili, differendo solo di qualche decina di Newton per effetto dei diversi carichi permanenti non strutturali.

Le analisi parametriche sul campione sono state eseguite per più valori di accelerazione spettrale, precisamente sono state condotte analisi per valori di S_a compresi nell'intervallo [0.1g-0.5g], discretizzato con un passo di 0.05g.

7.2 Dati geometrici e fisici della spalla

Per prima cosa sono stati definiti i parametri geometrici e quelli riguardanti il materiale. Ciascun elemento del campione è stato ottenuto combinando tra loro i valori elencati sopra.

Per quanto riguarda i materiali, i valori dei parametri caratteristici, calcolati secondo quanto prescritto dalle NTC 2008, sono i seguenti:

➤ calcestruzzo

R_{ck}	f_{ck}	f_{cm}	f_{cd}	E	ν	G
15	12,45	20,45	7,06	27266,58	0,10	12393,90
25	20,75	28,75	11,76	30200,49	0,10	13727,50
40	33,20	41,20	18,81	33642,78	0,10	15292,17

➤ acciaio

	B450C
f_{yd} [Mpa]	391
E [Mpa]	210000

Dopo aver calcolato l'area della spalla e l'area di armatura verticale presente, in funzione della percentuale scelta, si è passati al calcolo della rigidezza totale.

La rigidezza totale della spalla, considerata come quella di una mensola incastrata alla base, è data dalla somma di un contributo flessionale e di un contributo tagliante.

Il contributo flessionale è pari a:

$$K_{flex} = \frac{H^3}{3EJ}$$

Dove:

- H è l'altezza della spalla;
- E il modulo elastico del materiale;
- J è il momento d'inerzia della sezione all'asse y

Il momento d'inerzia è dato dalla seguente formula:

$$J = \frac{LS^3}{12}$$

con L larghezza della spalla e S spessore della spalla.

Il contributo tagliante è pari a:

$$K_{shear} = \frac{\chi H}{GA}$$

Dove:

- H è l'altezza della spalla;
- χ è il fattore di taglio, assunto pari a 1.2;
- G il modulo di resistenza al taglio del materiale;
- A è l'area della spalla.

La rigidezza totale è data da:

$$K = \frac{1}{\frac{H^3}{3EJ} + \frac{\chi H}{GA}}$$

Dopo aver calcolato i diversi contributi di rigidezza, si è passati al calcolo della massa equivalente, valore calcolato per unità di larghezza. La spalla, infatti, secondo la "Convenzione RELUIS", può essere analizzata in modo semplificato, modellandone il comportamento come un pendolo ad un grado di libertà, avente altezza pari all'altezza della spalla, e una massa equivalente concentrata in sommità pari alla somma del peso di metà impalcato più il 30% della massa della spalla.

$$M_{eg} = 0.5W_{impalcato} + 0.3W_{spalla}$$

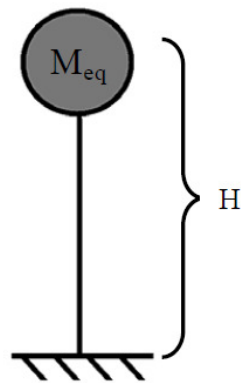


Figura 7.1: “Modello utilizzato per valutare il comportamento della spalla”

7.3 Definizione dell'azione sismica sulla spalla

Una volta noti tutti i parametri descrittivi della spalla, si è passati all'analisi dell'azione sismica agente su di essa. Come anticipato prima i calcoli sono stati ripetuti per più valori di accelerazione spettrale, precisamente sono state condotte analisi per valori di S_a compresi nell'intervallo [0.1g-0.5g], discretizzato con un passo di 0.05g.

La grandezza indispensabile per valutare l'azione sismica è il periodo della struttura, che è stato calcolato con la seguente formula:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{eq}}{K}}$$

Una volta noto il valore del periodo, la formula per calcolare il taglio agente alla base è:

$$F_H = \frac{S_a(T_1) \cdot W_{eq}}{g}$$

Dove:

- W_{eq} è il peso equivalente corrispondente alla massa equivalente;

- g è l'accelerazione di gravità, assunta pari a $9,81 \text{ m/s}^2$;

- $S_a(T_1)$ è l'ordinata dello spettro in pseudo accelerazione corrispondente al periodo T_1 della struttura.

Il periodo T_1 è il periodo della struttura relativo al primo modo di vibrare, in un'analisi con forze statiche equivalenti, infatti, viene preso in considerazione solo il primo modo di vibrare, pertanto nel nostro caso T_1 coincide con il valore del periodo calcolato.

Per calcolare $S_a(T)$, sono state utilizzate le formule riportate nell'Eurocodice 8 par 3.2.

Si è ipotizzato un terreno di tipo B, le cui caratteristiche sono:

Tipo di terreno	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (colpi/30 cm)	c_u (kPa)
A	Roccia o altre formazioni geologiche tipo-roccia, che includono strati superficiali di materiale più debole di spessore massimo di 5 m.	>800	-	-
B	Depositi di sabbia molto densa, ghiaia, o argilla molto consistente, con spessore di almeno parecchie decine di metri, caratterizzati da un graduale aumento delle proprietà meccaniche con la profondità.	360 - 800	>50	>250
C	Depositi profondi di sabbia densa o mediamente addensata, ghiaia o argilla consistente con spessore variabile da parecchie decine di metri a molte centinaia di metri.	180 - 360	15 - 50	70 - 250

Figura 7.2: "Caratteristiche terreno di tipo B secondo EC8 par.3.1.2"

Si è considerato uno spettro di risposta elastico di tipo 1 con smorzamento (ξ) al 5%, come quello riportato nell'Eurocodice 8.

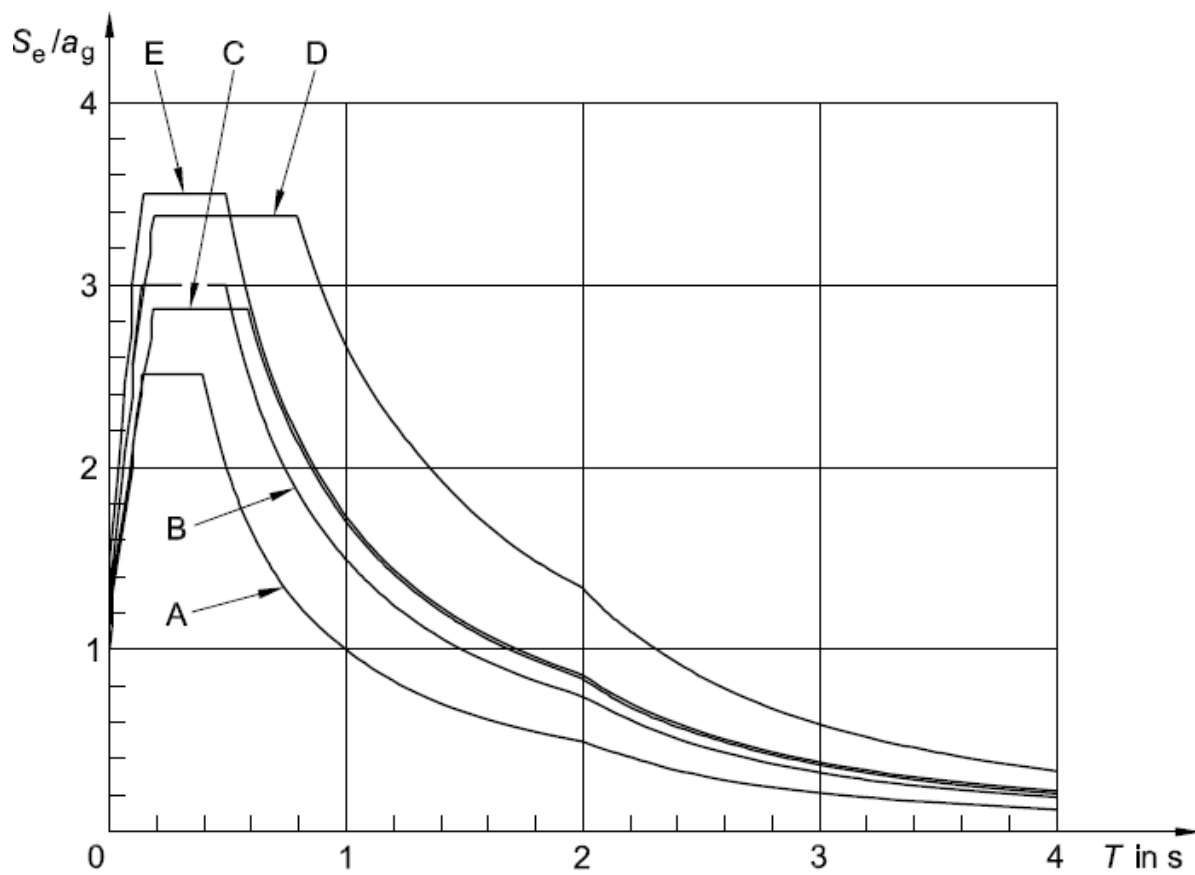


Figura 7.3: “Spettro di risposta elastico raccomandato per terreni da A a E ($\zeta=5\%$)”

In funzione del valore del periodo della struttura calcolato in precedenza, con le formule fornite dall’Eurocodice, è stato possibile calcolare il valore di accelerazione spettrale.

Le formule di riferimento sono riportate di seguito:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4(s): S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

I termini all'interno delle formule indicano:

- $S_e(T)$ il valore dell'ordinata dello spettro elastico di risposta corrispondente al periodo
- T il periodo di vibrazione della struttura;
- a_g è l'accelerazione del terreno di progetto;
- S è il coefficiente del terreno;
- η è il coefficiente correttivo dello smorzamento, con un valore di riferimento pari ad 1 nel caso di smorzamento al 5%;
- T_B , T_C e T_D sono valori di periodo caratteristici dello spettro di risposta elastico.

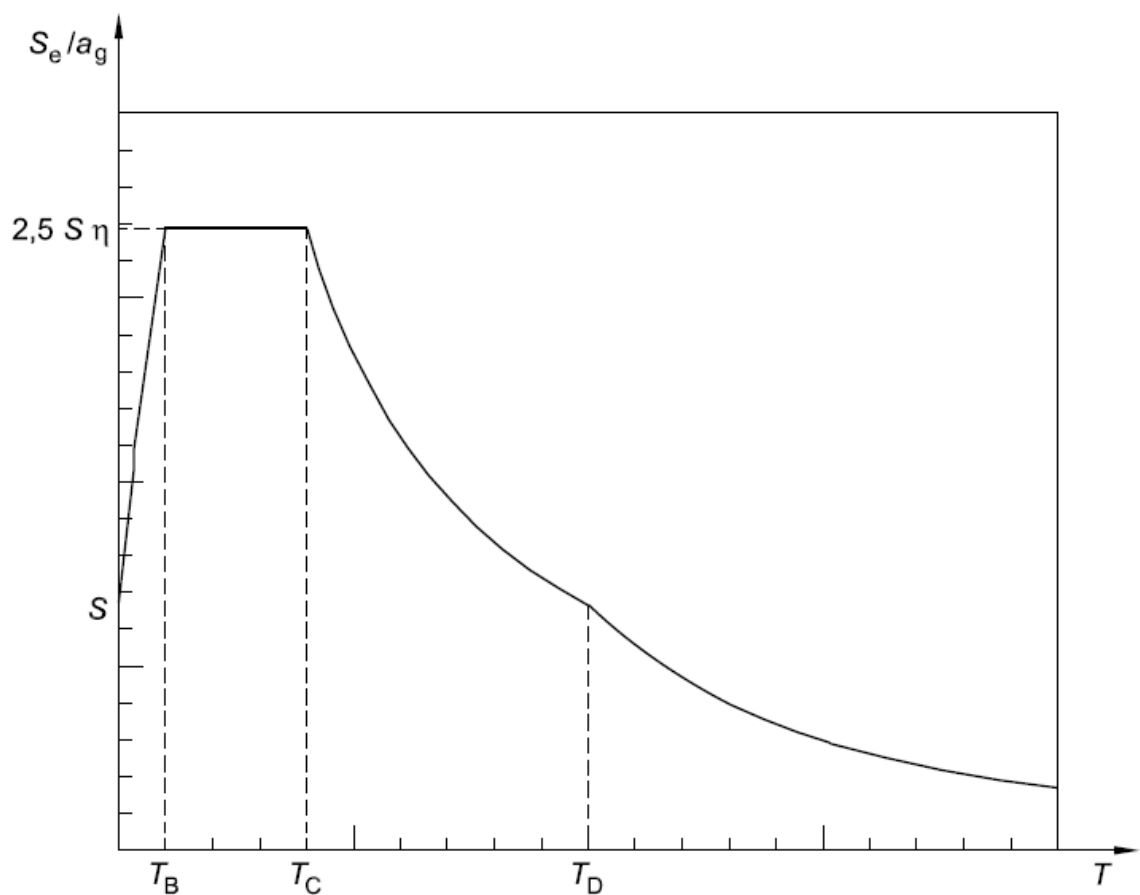


Figura 7.4: "Valori dei periodi T_B , T_C e T_D che descrivono la forma dello spettro"

Per uno spettro di tipo T1 i valori di S , η , T_B , T_C e T_D consigliati sono:

Tipo di terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Figura 7.5: “Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di tipo T1”

Nel caso di periodi di vibrazione elevati, superiori a 4s, l’Eurocodice 8 fornisce nell’appendice A, le formule per il calcolo delle ordinate spettrali.

$$T_E \leq T \leq T_F: S_{De}(T) = 0,025a_g \times S \times T_C \times T_D \left[2,5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right]$$

$$T \geq T_F: S_{De}(T) = d_g$$

T_E e T_F sono dei periodi di controllo aggiunti i cui valori sono:

Tipo di terreno	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

Figura 7.6: “Valori dei parametri di controllo aggiuntivi per lo spettro di risposta elastico raccomandato di tipo T1”

Una volta calcolati i valori di S_a seguendo il procedimento fornito dall’Eurocodice, è facilmente ricavabile il valore dell’azione di taglio alla base per unità di larghezza.

7.4 Definizione della spinta statica del terreno

Oltre alle azioni dei carichi verticali sulla spalla insistono azioni orizzontali dovute alla spinta del terreno che si trova dietro.

La spinta del terreno può essere valutata o con la teoria di Rankine o con la teoria di Coulomb.

Rankine considera lo stato di sforzo in una massa di terreno semifinita, delimitata da una superficie orizzontale e da una parete verticale liscia, quando questa raggiunge la condizione di equilibrio plastico.

Il metodo di Coulomb, invece, considera l'equilibrio di un cuneo di terreno limitato dall'opera, dalla superficie del terreno e da un piano inclinato di rottura. Tale metodo consente inoltre di introdurre l'attrito relativo parete - terreno e l'inclinazione della parete e del terreno a monte.

In entrambi i metodi viene considerata sia la spinta attiva, che diminuisce la tensione orizzontale decomprimendo il terreno, sia la spinta passiva, che incrementa la tensione orizzontale comprimendo il terreno.

In questa sede si utilizzerà la teoria di Coulomb per l'analisi della spinta che viene esercitata dal terreno a monte sulla spalla.

La spinta esercitata dal terreno è una spinta attiva, che può essere calcolata, secondo la teoria di Coulomb, come segue:

$$S_{statica} = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2$$

Dove:

- γ è il peso del terreno;
- K_a è il coefficiente di spinta attiva;

- H è l'altezza della spalla.

Per quanto riguarda le proprietà del terreno si è considerata una sabbia molto densa o ghiaia, per coerenza con il tipo di terreno B definito dall'Eurocodice 8.

Un terreno di questo tipo presenta le seguenti caratteristiche:

- peso del terreno secco $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- densità relativa $D_r = 70\%$
- angolo di attrito $\varphi = 38^\circ$

La formula per il calcolo del coefficiente di spinta attiva, sempre secondo Coulomb, è:

$$K_a = \left(\frac{\frac{\text{sen}(\alpha - \varphi) / \text{sen} \alpha}{\sqrt{\text{sen}(\alpha + \delta) + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \beta)}{\text{sen}(\alpha - \beta)}}}} \right)^2$$

Dove:

- α è l'angolo d'inclinazione della spalla, assunto pari a 90° ;
- β è l'angolo complementare ad α , pari quindi a 0° ;
- δ è l'angolo di attrito terreno - spalla, assunto pari a 0° ;
- φ è l'angolo di attrito del terreno pari a 38° .

Risulta quindi un valore costante del coefficiente di spinta attiva pari a 0.2379, con il quale è possibile calcolare la spinta esercitata dal terreno sulla spalla.

7.5 Definizione della spinta dinamica del terreno

Oltre alla spinta statica il terreno esercita, in presenza di azione sismica, una spinta dinamica, che può essere valutata con la teoria di Mononobe - Okabe (1929).

Il metodo di Mononobe - Okabe è un metodo pseudo - statico derivato dall'estensione del metodo di Coulomb. Le ipotesi fondamentali del metodo sono:

- spostamenti sufficienti a garantire il raggiungimento delle condizioni limite;
- terreno granulare con criterio di rottura Mohr - Coulomb
- assenza d falda
- piano campagna regolare
- assenza di fenomeni di liquefazione.

Tale metodo tiene in considerazione il fatto che in condizioni dinamiche il cuneo di spinta è più grande che in condizioni statiche. Di contro le limitazioni principali del metodo sono:

- non considera l'amplificazione e lo sfasamento dell'onda sismica nel viaggiare verso la superficie, importante nel caso di strutture alte;
- non funziona per opere rigide dove non si raggiungono le condizioni di equilibrio limite.

Nonostante questi limiti il metodo pseudo- statico di Mononobe - Okabe si adatta bene all'analisi della spinta dinamica del terreno nei confronti delle spalle.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente, pari al prodotto della forza di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v , possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$K_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

L'accelerazione massima attesa al sito a_{\max} , in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, può essere valutata con la seguente relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Il coefficiente S è, infatti, pari al prodotto tra il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e il coefficiente di amplificazione topografica S_T .

Per questi due coefficienti sono stati scelti i valori rispettivamente di 1,2 (valore massimo di S_S per un terreno di tipo B) e 1. Il coefficiente S risulta quindi pari a 1,2.

Infine il coefficiente β_m assume i seguenti valori:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 7.7: “Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito”

Noti i valori dei coefficienti sismici è stata studiata l'analisi delle spinte in campo sismico, ricorrendo al metodo pseudostatico. Il coefficiente di spinta attiva calcolato con il metodo di Mononobe - Okabe risulta pari a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \beta)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Dove:

- β è l'angolo complementare ad α , pari quindi a 0° ;
- δ è l'angolo di attrito terreno - spalla, assunto pari a 0° ;
- φ è l'angolo di attrito del terreno pari a 38° ;
- i è l'inclinazione del terreno sopra la spalla, pari a 0° ;
- ψ è un coefficiente pari a:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 + K_v} \right)$$

Per il calcolo di ψ si assume il coefficiente sismico verticale positivo se consideriamo il sisma verso il basso, negativo se il sisma è verso l'alto.

Una volta calcolati i valori del coefficiente di spinta attiva sia con sisma verso il basso sia con sisma verso l'alto, la spinta dinamica del terreno è data da:

- $S_{dinamica} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a (1 - K_v)$; se il sisma è verso l'alto

- $S_{dinamica} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a (1 + K_v)$; se il sisma è verso il basso

con γ peso del terreno e H altezza della spalla.

Tra le due la spinta dinamica maggiore è quella nel caso di sisma rivolto verso l'alto, pertanto a favore di sicurezza e in assenza di dati specifici è stata scelta questa.

7.6 Calcolo delle azioni sollecitanti

Una volta note tutte le sollecitazioni di natura statica e sismica, sono state calcolate le sollecitazioni totali agenti alla base della spalla, che dovranno alla fine essere confrontate con quelle resistenti per avere una misura del danno.

Il taglio alla base risulta:

$$V_{sd} = F_H + S_{statica} + S_{dinamica}$$

Il momento alla base risulta:

$$M_{sd} = F_H \cdot H + S_{statica} \cdot \frac{H}{3} + S_{dinamica} \cdot \frac{H}{2}$$

7.7 Valutazione del taglio resistente alla base

Il valore del taglio resistente alla base, essendo strutture esistenti, è stato valutato con la teoria di Priestley, Calvi et al. [2000]. Secondo questa teoria, il valore del taglio resistente è dato dalla somma di tre contributi:

- V_C contributo dovuto al solo calcestruzzo che dipende tra le varie cose dalla duttilità dell'elemento;
- V_P contributo dovuto all'effetto ad arco che si manifesta in presenza di uno sforzo assiale;
- V_S contributo fornito dall'armatura a taglio.

La particolarità di questo modello consiste nel fatto che per la prima volta la capacità di taglio è espressa in funzione della duttilità di spostamento. Tale aspetto fu introdotto per considerare il fatto che con l'aumentare delle deformazioni subite dall'elemento, le

fessure si amplificano, ed i meccanismi di trasferimento dello sforzo tagliante nel calcestruzzo diminuiscono la loro efficacia a causa della perdita di connessione fra gli aggregati. Nel modello di Priestley, a tener conto di questo aspetto è il termine V_C che presenta la seguente espressione:

$$V_C = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_c}(0.8 \cdot A_g)$$

Dove:

- α , β , γ sono dei parametri illustrati nel seguito;

$$- f'_c = \frac{f_{cd}}{2};$$

- A_g è l'area di calcestruzzo.

Il parametro α permette di valutare l'influenza del rapporto di luce di taglio a/h (a indica la misura della distanza tra il punto in cui si realizza il massimo momento flettente ed il punto in cui il momento si annulla, h rappresenta invece la profondità della sezione).

All'aumentare di questo rapporto, il contributo fornito dal calcestruzzo diminuisce, in particolare per il parametro viene fornita la seguente espressione:

$$1 \leq \alpha = 3 - \frac{a}{h} \leq 1,5$$

Il parametro β tiene conto invece dell'influenza del rapporto geometrico di armatura longitudinale in zona tesa ρ_l . La quantità di armatura longitudinale influenza i contributi di alcuni dei meccanismi di resistenza secondari, in particolare l'effetto bietta, l'effetto ingranamento e la capacità legata al corrente compresso. Al diminuire della quantità di armatura longitudinale, viene meno il contributo resistente che le barre di armatura sono in grado di fornire opponendosi alle deformazioni cui sono soggette per gli scorrimenti

delle due facce delle fessure che attraversano. In secondo luogo, si realizzano delle fessure più ampie e meno distribuite, con una conseguente diminuzione del contributo resistente legato alla forza di attrito che nasce sulla superficie di contatto di una fessura. Infine, con il diminuire della quantità di armatura longitudinale, l'asse neutro si alza, riducendo dunque la zona compressa e pertanto anche la capacità a taglio del corrente compresso. L'influenza del rapporto geometrico di armatura longitudinale in zona tesa viene considerata nel modello proposto da Priestley attraverso la relazione:

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1$$

Il parametro γ permette di tenere in conto della degradazione della capacità di taglio dell'elemento con l'aumentare della duttilità di spostamento, e viene calcolato con le seguenti espressioni:

- $0,05 \leq \gamma = 0.37 - 0.04\mu_s \leq 0,29$; nel caso di duttilità monoassiale

- $0,05 \leq \gamma = 0.33 - 0.04\mu_s \leq 0,29$; nel caso di duttilità biassiale

Il termine μ_s indica il rapporto di duttilità di spostamento, ed è pari al rapporto tra lo spostamento massimo a rottura e lo spostamento al raggiungimento del limite di snervamento, come riporta la seguente relazione.

$$\mu_s = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_y}$$

Dalla tecnica delle costruzioni, si osserva che la duttilità di spostamento può essere espressa, nel caso di una mensola incastrata alla base, come:

$$\mu_s = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_y} = 1 + \beta \left(\frac{\theta_u}{\theta_s} - 1 \right)$$

Il rapporto $\frac{\theta_u}{\theta_s}$ è il rapporto tra la curvatura ultima e la curvatura a snervamento della sezione, e può essere calcolata nel caso di sezione presso inflessa come:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_s} = 0,35 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{syd}} \frac{1}{\omega - \omega' + \nu}$$

Dove:

- ε_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo pari a 3.5‰;

- ε_{syd} è la deformazione ultima dell'acciaio pari a 1.9‰;

- $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_{cls} \cdot f_{cd}}$, con A_s armatura longitudinale in zona tesa;

- $\omega' = \frac{A'_s \cdot f_{yd}}{A_{cls} \cdot f_{cd}}$, con A'_s armatura longitudinale in zona compressa;

- $\nu = \frac{N_{ed}}{A_{cls} \cdot f_{cd}}$ sforzo normale adimensionalizzato.

Il coefficiente β che compare nella formula per il calcolo della duttilità di spostamento può essere calcolato con la seguente espressione:

$$\beta = 3\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right), \text{ con } \alpha = \frac{l_p}{L}$$

Il parametro α rappresenta il rapporto tra la lunghezza di cerniera plastica e l'altezza totale dell'elemento di cui si sta calcolando la duttilità.

La lunghezza di cerniera plastica può essere calcolata con la formula di Matlock:

$$l_p = 0,5d + 0,05z$$

Dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- z è la distanza tra la sezione avente momento massimo e la sezione avente momento nullo (nel caso di mensola incastrata alla base $z=H$)

In presenza di un carico assiale P (considerato positivo di compressione) la resistenza a taglio delle colonne risulta aumentata del contributo V_P . Questo contributo rappresenta la componente orizzontale del puntone inclinato di calcestruzzo attraverso il quale il carico viene trasferito dalla cima alla base della colonna. Indicando con l'angolo che il puntone compresso forma l'asse verticale della colonna, V_P è pertanto pari a:

$$V_P = P \tan \alpha$$

Il valore di V_P varia con lo schema statico della colonna, in particolare con la posizione della risultante delle tensioni di compressione sulla sommità della colonna.

Nel caso di mensola incastrata alla base la relazione per il calcolo di V_P diventa:

$$V_P = P \left(\frac{D - C}{2L} \right)$$

Dove:

- C è la profondità dell'asse neutro;
- D è la profondità della sezione, pari all'altezza della sezione depurata del copriferro (assunto in queste analisi pari a 50cm);
- L è l'altezza dell'elemento.

Si ricorda che la profondità dell'asse neutro x , viene calcolata mediante la seguente formula, ricavata da semplici considerazioni di equilibrio su una sezione rettangolare presso inflessa con doppia armatura.

$$x = \frac{A_s f_{yd} + N_{ed}}{0.8b \cdot d \cdot f_{cd}} \cdot d$$

con d altezza utile della sezione pari a $d = 0,9h$

Il contributo dell'armatura trasversale alla resistenza a taglio è quello classico del meccanismo a traliccio, nel quale si considera un angolo θ d'inclinazione delle bielle di calcestruzzo di 45° rispetto all'asse longitudinale:

$$V_S = A_{sw} f_{yd} \frac{D'}{s} \cot g \theta$$

Dove:

- A_{sw} è l'area di armatura trasversale;
- f_{yd} è la resistenza dell'acciaio (B450C) a snervamento;
- s è il passo delle staffe, assunto costante e pari a 250mm;
- D' è pari alla profondità della sezione depurata del copriferro e della profondità dell'asse neutro.

Per il calcolo di V_S , Priestley e collaboratori indicano di considerare solo la porzione di zona tesa della sezione, la cui profondità è qui indicata con il termine D' . In corrispondenza della zona compressa, infatti, gli autori considerano che il contributo dell'armatura trasversale non possa essere mobilitato per il fatto che le fessure sono chiuse per definizione.

Il contributo complessivo di resistenza a taglio risulta quindi:

$$V_{rd} = V_C + V_P + V_S$$

Questo procedimento è stato fatto per ogni elemento del campione per le tre percentuali di armatura trasversale stabilite all'inizio, in funzione dei risultati provenienti dall'analisi del database.

7.8 Valutazione del momento resistente alla base

Per il calcolo del momento resistente alla base della sezione si è fatto riferimento a quanto riportato nella “Convenzione RELUIS” par. 8.2.2, dove viene fornita la formula per la resistenza a pressoflessione per elementi verticali in calcestruzzo armato.

Il momento ultimo si valuta considerando il contributo delle armature metalliche e del calcestruzzo compresso. La distribuzione non lineare delle compressioni può essere sostituita da una distribuzione uniforme agente su un'area opportunamente ridotta rispetto all'area compressa.

La formulazione che tiene conto dei due contributi, nel caso di sezione rettangolare, è la seguente:

$$M_{rd} = A_s f_{yd} d \left(1 - \frac{x}{d}\right) + N_{ed} d \left(\frac{1}{2} - 0,4 \frac{x}{d}\right)$$

con:

- A_s armatura longitudinale totale;
- f_{yd} è la resistenza dell'acciaio (B450C) a snervamento;

$$\frac{x}{d} = \frac{A_s f_{yd} + N_{ed}}{0,8b \cdot d \cdot f_{cd}};$$

- $d = 0,9h$;
- N_{ed} sforzo normale agente in corrispondenza della sezione di verifica.

7.9 Rappresentazione grafica dei risultati ottenuti

I grafici riassuntivi del comportamento sono una rappresentazione di come varia il danno al variare dell'accelerazione spettrale.

Il danno è il rapporto tra sollecitazione agente e sollecitazione resistente, cioè:

$$D = \frac{V_{sd}}{V_{rd}} \quad \text{e} \quad D = \frac{M_{sd}}{M_{rd}}$$

Per quanto riguarda i grafici relativi al danno dovuto al taglio occorre precisare che le rette nei grafici rappresentano gli elementi con percentuale di armatura longitudinale pari a 0.3%.

Per gli elementi con armatura pari a 0.1% conviene considerare un valore del danno leggermente inferiore (si consiglia -10%), mentre per gli elementi con armatura pari a 0.5% conviene considerare un valore del danno leggermente superiore (si consiglia +10%).

Si è, infatti, osservato che la retta rappresentante l'andamento del campione con armatura longitudinale pari allo 0.3% si trovava sempre in posizione intermedia rispetto alle altre due, pertanto per semplificare i grafici si è deciso di rappresentare solo questi elementi del campione totale.

I grafici che si riferiscono al taglio sono riportati nell'Appendice A.

I grafici che si riferiscono al momento sono riportati nell'Appendice B.

CAPITOLO 8

VULNERABILITA' SISMICA

E

PERFORMANCE LEVELS

L'Italia è un paese a rischio sismico molto elevato, vista la frequenza e l'intensità dei terremoti che hanno interessato questo territorio in passato.

Per valutare correttamente il rischio sismico di una qualsiasi struttura è fondamentale definire innanzitutto la vulnerabilità sismica degli elementi di cui è costituita per i diversi livelli di danno.

In Italia la stima di questo valore nelle costruzioni esistenti è fondamentale per definire le attività di attenuazione del rischio sismico. Gli eventi sismici hanno, infatti, sempre determinato nella nostra penisola danni economici consistenti e notevoli spese di ripristino e ricostruzione delle strutture danneggiate. Questo è dovuto soprattutto al fatto che solo negli ultimi decenni in Italia si è arrivati a definire una mappa di pericolosità sismica che classificasse le diverse zone d'Italia in funzione dell'accelerazione prevista al suolo.

Per definire il valore del rischio basta pensare che in Italia il rapporto tra danni ed energia rilasciata durante gli eventi è molto maggiore di quello che si registra in paesi ad elevata sismicità, come la California o il Giappone.

A differenza di questi paesi, però, è la vulnerabilità sismica delle opere presenti sul territorio ad essere elevata, ed è per questo che tale parametro assume un ruolo fondamentale nella valutazione sismica delle strutture.

8.1 Pericolosità, esposizione e vulnerabilità

Quando si parla di rischio ci si riferisce a tre concetti connessi tra loro ma distinti, che sono: pericolosità, esposizione e vulnerabilità.

La pericolosità sismica è la probabilità che in una determinata area e in un predefinito intervallo di tempo, si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità determinata a priori. Per definire la pericolosità sismica in Italia si può fare riferimento alle mappe di pericolosità sismica fornite dagli enti preposti all'analisi dei terremoti come, ad esempio, l'INGV, l'Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia.

La pericolosità può essere definita conoscendo la frequenza e l'energia associate ad un evento sismico che caratterizzano il territorio e definendo un valore di probabilità di accadimento per un sisma di una certa intensità, in un prefissato intervallo temporale.

L'esposizione invece è la quantificazione in termini economici del rischio sismico cui sono soggette le strutture. In Italia l'esposizione si attesta su valori molto alti sia per l'elevata densità abitativa sia per la presenza di un notevole patrimonio artistico e storico. Questo parametro è di difficile quantificazione, in quanto la stima delle

conseguenze di un terremoto in termini di vite umane è suscettibile di elevata aleatorietà.

La vulnerabilità sismica è invece la quantificazione delle strutture distrutte o danneggiate durante l'evento sismico. Essa può essere vista come la propensione di ciascuna struttura a danneggiarsi durante un terremoto. Oltre a stabilire, dopo l'evento, se una struttura sia o meno danneggiata, occorre quantificare il livello di danneggiamento come entità e tipologia dei danni subiti. Per una stima corretta di questo parametro occorre definire primariamente il concetto di livello di danno. La vulnerabilità sismica viene, infatti, calcolata in termini di probabilità di eccedenza di specifici stati di danno, definiti sulla base del tipo di lesione presente sugli elementi strutturali e della sua estensione.

Combinando questi tre concetti si può definire il rischio sismico, che può essere quantificato in: basso, medio, alto.

Il livello di rischi sismico in Italia può essere definito medio - alto, a fronte di un'elevata densità abitativa e di un patrimonio edilizio fragile.

8.2 Definizione dei livelli di danno

I danni causati da un evento sismico possono essere di natura strutturale o non strutturale. I primi riguardano gli elementi portanti della struttura, mentre gli altri interessano elementi della struttura che, anche se danneggiati, non compromettono la stabilità e il corretto funzionamento dell'opera.

L'entità del danno, oltre a dipendere dalle caratteristiche proprie dell'azione sismica, dipende dalle caratteristiche della struttura; se, infatti, questa è stata progettata per

resistere a spostamenti e deformazioni di notevole entità, allora sarà in grado di mantenere la stabilità anche in presenza di gravi danni.

Risulta quindi difficile poter prevedere con precisione l'entità dei danni subiti da una struttura, poiché questi dipendono da molti fattori.

Ciò nonostante la definizione dei diversi livelli di danno è uno step necessario per poter definire la vulnerabilità sismica.

Per definire i diversi livelli di danno, o Performance Level (PL), occorre innanzitutto scegliere i valori relativi alle soglie di danno. Per i ponti i livelli di danno cui fare riferimento sono trattati nella procedura HAZUS - sezione 7. La procedura HAZUS è un documento americano elaborato con lo scopo di sviluppare un metodo per la stima dei danni derivanti da un terremoto alle strutture. La realizzazione di questo documento muove dalla considerazione che il malfunzionamento di un ponte o di un viadotto in seguito a danneggiamento ha ripercussioni sull'intera rete viaria; addirittura se il ponte è catalogato come opera strategica, un suo malfunzionamento potrebbe rendere difficili o impedire i soccorsi in determinate zone.

I livelli di danno individuati e definiti sono quattro (oltre il livello 0 che corrisponde a nessun danno registrato) e si possono riferire sia ad una perdita di funzionalità della struttura sia ad un vero e proprio danno delle componenti.

Si riportano di seguito i quattro livelli e la corrispondente descrizione secondo quanto riportato nel documento HAZUS:

- Danno lieve (slight/minor damage): crepe ridotte e scheggiatura (spalling) della spalla, crepe nelle connessioni a taglio delle spalle, crepe ridotte e scheggiature ridotte a colonne, crepe ridotte e scheggiature sulle cerniere, crepe minori nella soletta o nell'impalcato;

- Danno moderato (moderate damage): crepe per rottura a taglio limitate in qualche colonna senza danni seri alla parte strutturale, moderati movimenti delle spalle, crepe estese e scheggiature delle connessioni di taglio, qualche connessione crepata nelle chiavi di taglio, bulloni piegati, rottura dei ritegni senza movimenti relativi della sede, limitati movimenti o limitate rotture di alcuni tipi di appoggio;
- Danno esteso (extensive damage): colonne danneggiate ma non collassate, rotture a taglio, rotture della parte strutturale, significativi spostamenti residui alle connessioni, difetti di sovrapposizione alle connessioni, rottura delle connessioni a taglio sulla spalla;
- Danno completo o collasso (complete damage): perdita completa di appoggio per colonne e connessioni, eventuale collasso dell'impalcato, rottura delle fondazioni.

Questi Performance Levels sono associati al livello di funzionalità o al tempo di ripristino della funzionalità, secondo qualche criterio.

Per la quantificazione dei livelli di danno per i vari tipi di appoggio, non essendoci indicazioni specifiche nella procedura HAZUS, si è ricorso a casi studio, documenti e pubblicazioni sull'argomento. I risultati ottenuti sono descritti di seguito.

8.3 Performance levels per gli appoggi

Per la quantificazione dei livelli di danno per i vari tipi di appoggio, non essendoci indicazioni specifiche nella procedura HAZUS, si è ricorso a casi studio, documenti e pubblicazioni sull'argomento. Confrontando tra loro questi documenti si evince come i

valori riportati e le descrizioni del danno subito siano comparabili e per questo ritenuti attendibili.

Per gli appoggi il livello di danno è quantificato in termini di spostamento relativo tra le due parti che connettono.

I risultati ottenuti sono illustrati nei seguenti paragrafi.

8.3.1 Performance levels per gli appoggi ad attrito

Per gli appoggi ad attrito non è possibile definire una scala di danno, in quanto all'aumentare dello spostamento si ha un progressivo scivolamento dell'impalcato, fino a giungere a collasso. Pertanto è stato individuato un solo valore limite di danno che coincide con la completa perdita di appoggio e il collasso della struttura.

Lo spostamento associato a un livello di danno completo non è univocamente definibile, poiché dipende dalla geometria della struttura, più precisamente dalla lunghezza di appoggio dell'impalcato sugli elementi verticali, e deve pertanto essere valutato caso per caso.

8.3.2 Performance levels per gli appoggi in acciaio

I valori medi di danno per gli appoggi in acciaio sono stati definiti da Mander et al. (1996), nell'ambito di studi specifici sulle deformazioni di questi dispositivi.

I valori ricavati da Mander sono:

- Danno lieve: 6mm

- Danno moderato: 20mm
- Danno esteso: 40mm
- Danno completo: 255mm

Al primo performance level corrisponde la formazione di fessure nella basamento su cui sono fissati (danno osservabile anche mediante un sopralluogo), ad una deformazione di 20mm si osservano danni al dispositivo e elevate deformazioni nei bulloni, la cui rottura completa avviene al raggiungimento di una deformazione di 40mm e può avere come conseguenza il distacco o il ribaltamento dell'appoggio. Infine il limite per il collasso è definito partendo dall'ipotesi che una deformazione di 255mm ecceda la misura della tipica superficie di appoggio sulla spalla, portando quindi alla rottura dell'appoggio ed al collasso di una parte dell'impalcato.

La rottura dell'appoggio non comporta però l'immediata perdita d'appoggio con conseguente scivolamento dell'impalcato dalla spalla.

Per tale ragione si sono individuate due tipologie differenti di collasso:

- collasso per rottura del dispositivo di appoggio;
- collasso per perdita d'appoggio e scivolamento dell'impalcato.

Nel caso di collasso per perdita d'appoggio e scivolamento dell'impalcato per definire un valore limite di spostamento occorre fare riferimento alla geometria della struttura, come si faceva per gli appoggi ad attrito. Invece nel caso di collasso per rottura dell'appoggio si può fare riferimento al valore limite di 255mm, riportato sopra.

Questi valori di spostamento limite sono adatti a descrivere il comportamento degli appoggi in acciaio sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale.

8.3.3 Performance levels per gli appoggi in neoprene

I valori medi di danno per gli appoggi in neoprene, così come per quelli in acciaio, sono stati definiti nell'ambito di studi specifici sulle deformazioni di questi dispositivi.

Il comportamento di questi dispositivi è controllato dallo scivolamento, che può avvenire solo in seguito alla fessurazione del materiale.

I valori ricavati sono:

- Danno lieve: 3mm
- Danno moderato: 100mm
- Danno esteso: 150mm
- Danno completo: 255mm

Il primo limite è riferito solo a un disallineamento dell'impalcato, mentre già a partire dal secondo performance level possono manifestarsi delle fessure, la cui formazione diventa certa al raggiungimento del limite dei 150mm. Infine il limite per il collasso è ancora una volta definito partendo dall'ipotesi che una deformazione o scivolamento di 255mm ecceda la misura della tipica superficie di appoggio sulla spalla, portando quindi al collasso di una parte dell'impalcato.

Per gli appoggi in neoprene bisogna considerare che, a seconda della tecnica costruttiva con cui sono realizzati, ossia la predisposizione o meno di legami e connessioni tra l'appoggio e le altre parti strutturali, il collasso può avvenire con due diverse modalità:

- collasso per rottura del dispositivo;
- collasso per perdita di appoggio e scivolamento dell'impalcato.

La presenza o meno di perni resistenti (come quelli riportati in figura 8.1) determina, infatti, un diverso comportamento del sistema spalla - appoggio - impalcato in caso di spostamenti orizzontali.

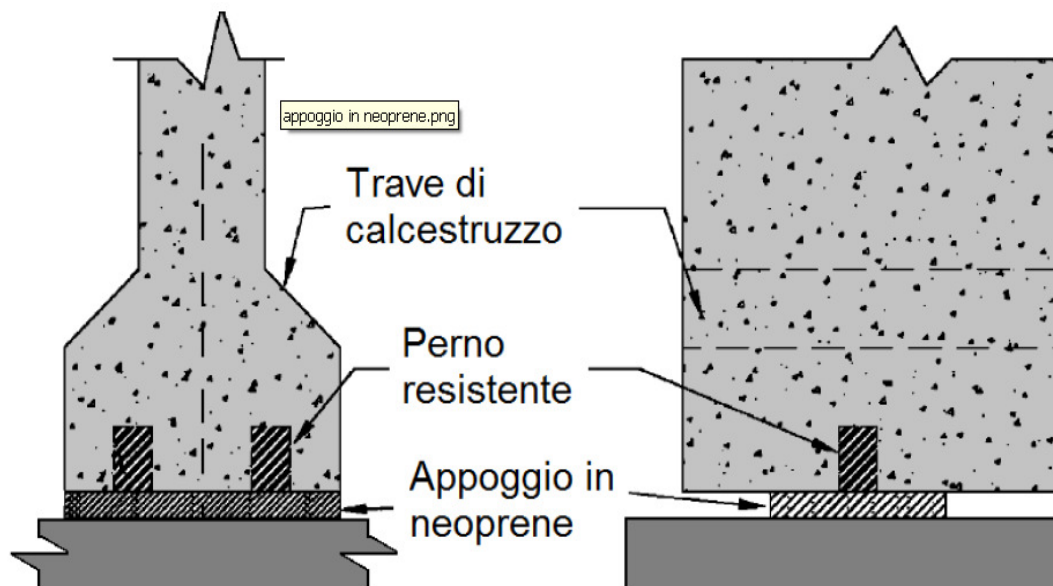


Figura 8.1: "Appoggi in neoprene con connessioni all'impalcato"

Se non vi sono legami e connessioni è più probabile il verificarsi di uno scorrimento relativo tra le parti che può portare allo scivolamento dell'impalcato dalla sua sede.

Nel caso invece di appoggi dotati di perni resistenti, lo scorrimento è limitato dalla presenza di una connessione rigida, in quanto prima di arrivare allo scivolamento è necessario avere una rottura completa del perno e quindi dell'appoggio.

Per questo motivo per valutare il danno corrispondente al collasso per questo tipo di dispositivi sono stati considerati due diversi tipi di danno completo, riportati sopra.

Nel caso di collasso per perdita d'appoggio e scivolamento dell'impalcato per definire un valore limite di spostamento occorre fare riferimento alla geometria della struttura, come si faceva per gli appoggi ad attrito. Invece nel caso di collasso per rottura dell'appoggio si può fare riferimento al valore limite di 255mm.

8.4 Performance levels per i danni alle spalle

I danni alle spalle sono valutati in termini di sollecitazioni di taglio e di momento agenti.

8.4.1 Performance level per la rottura a taglio

Per la rottura a taglio si è individuato un solo livello di danno, ossia quello associato al danno completo. Questo è, infatti, l'unico performance level che viene considerato a fronte della difficoltà di correlare questo tipo di danno con altri parametri strutturali che si modificano al variare della sollecitazione agente.

Al collasso per rottura a taglio si ha totale perdita di funzionalità degli elementi verticali che non sono più in grado di sorreggere la struttura. Questa rottura inoltre è estremamente pericolosa perché è una rottura di tipo fragile, ossia improvvisa, non prevedibile e con conseguenze catastrofiche.

8.4.2 Performance level per la rottura a flessione

Per la rottura a per momento flettente si è individuato un solo livello di danno, ossia quello associato al danno completo.

In questo caso però tale procedura è stata una semplificazione voluta e non una necessità indotta come nel caso precedente. Questo tipo di rottura è, infatti, duttile, ossia avviene per gradi ed è possibile monitorarne la progressione. Essa si manifesta

attraverso fenomeni di plasticizzazione diffusa che investono aree sempre maggiori dell'elemento fino a determinarne la perdita di funzionalità e il collasso.

Il danno per momento può, infatti, essere definito attraverso i quattro performance level individuati sopra. La procedura HAZUS fornisce dei valori di duttilità (rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento a snervamento) per ciascuno dei quattro livelli di danno. Per poter però correlare la duttilità con il danno per momento, sarebbe necessario condurre delle analisi non lineari, che tengano conto anche degli effetti del secondo ordine e che associno ad ogni valore di duttilità un valore di danno dato dal rapporto tra momento sollecitante e momento resistente. Visto il notevole campione da analizzare, si è scelto di non procedere ad analisi non lineari sul singolo manufatto, ma di generalizzare la procedura facendo riferimento al solo livello di danno completo che può essere valutato con un'analisi statica equivalente.

CAPITOLO 9

CURVE DI FRAGILITA'

Come si è visto nel capitolo precedente, la valutazione della vulnerabilità sismica è un passaggio fondamentale nel processo di quantificazione del rischio sismico.

Per una struttura la risposta ad un evento sismico può essere valutata in modo deterministico, se si fanno delle assunzioni circa le proprietà dei materiali, le caratteristiche del sito, i parametri che influenzano la capacità della struttura e l'entità dell'azione sismica, ossia della domanda.

Tali assunzioni hanno sempre un margine d'incertezza e di casualità che rendono il problema di natura probabilistica. Un modo molto utilizzato per tenere conto dell'aleatorietà delle variabili in esame è l'uso delle curve di fragilità (fragility curves).

La fragilità di una struttura è intesa come la probabilità d'insuccesso, ossia il non soddisfacimento delle prestazioni richieste alla struttura, per un assegnato evento sismico.

Le curve di fragilità sono un utile strumento che esprime in modo grafico la probabilità per una struttura di eguagliare o superare un prefissato livello di danno per una determinata accelerazione sismica.

Questo strumento è quindi utilizzato con lo scopo di indagare la fragilità di una struttura. Poiché la fragilità è un elemento fondamentale nella valutazione della sicurezza sismica e quindi della vulnerabilità di una struttura, possiamo concludere che le curve di fragilità sono semplicemente una rappresentazione grafica della vulnerabilità.

Le curve di fragilità, oltre a definire la probabilità che una struttura raggiunga o ecceda un determinato livello di danno se soggetta ad azione sismica, sono uno strumento di previsione del danno, in quanto consentono di associare ad un determinato valore dell'evento sismico, espresso attraverso un qualsiasi parametro, la probabilità che si verifichi uno qualsiasi dei quattro livelli di danno. Esse possono quindi anche essere usate come strumenti per la stima delle prestazioni della struttura.

9.1 Costruzione e impiego delle curve di fragilità

In letteratura i metodi per la costruzione delle curve di fragilità sono diversi, ma possono essere essenzialmente distinti in metodi empirici e metodi analitici.

I metodi empirici danno un'indicazione sulle prestazioni dell'opera senza la necessità di condurre analisi specifiche sulla struttura, mentre i metodi analitici si basano sulla realizzazione di modelli agli Elementi Finiti che consentano di condurre analisi approfondite.

I metodi empirici si basano sulla raccolta di dati in seguito ad eventi sismici (Basoz, terremoto di Northridge 1994, Shinouzuka, terremoto di Kobe 1995), cui si rifanno la procedura americana HAZUS e quella europea Risk-UE.

Questi metodi sono attendibili nel caso in cui si disponga di una raccolta consistente di dati. Nel caso italiano i dati a disposizione sono molto scarsi, perciò si rende necessario l'uso di un approccio analitico, ricavando i dati mediante analisi statiche o dinamiche. Una volta ottenute le curve di fragilità con uno dei metodi citati sopra, il loro impiego è descritto dalla figura 9.1.

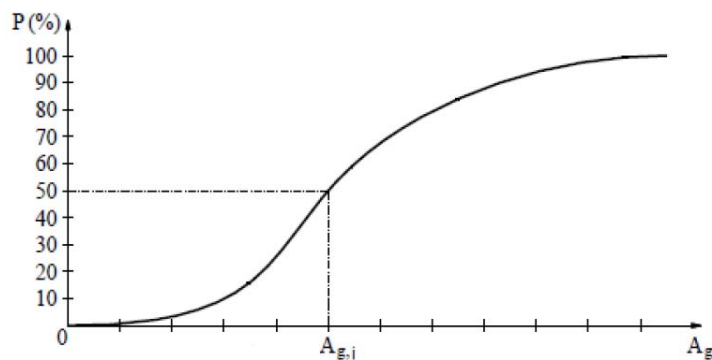


Figura 9.1: "Impiego delle curve di fragilità"

In ascissa troviamo un parametro identificativo dell'intensità sismica, in questo caso l'accelerazione al suolo, in ordinata invece troviamo la probabilità di eccedenza del valore limite di danno, che può essere espressa sia in termini assoluti (con valori da 0 a 100), sia in termini relativi (con valori da 0 a 1).

9.2 Definizione delle curve di fragilità

E' possibile tracciare le curve di fragilità, che descrivono la probabilità che una struttura raggiunga o ecceda uno stato di danno o uno stato limite, al variare dell'intensità sismica, solo dopo aver definito le soglie di danno per i diversi performance levels. Per ogni livello di danno si può, infatti, tracciare la corrispondente curva di fragilità che

individua la probabilità che l'opera subisca i danneggiamenti previsti da quello specifico performance level al variare dell'intensità sismica.

La funzione di stato limite, o di livello di danno, può essere espressa confrontando la domanda sismica, che fornisce una misura della prestazione richiesta alla struttura, con la capacità della struttura stessa, rappresentata in termini di spostamento o resistenza.

La curva di fragilità viene calcolata con la seguente espressione:

$$F(S_d) = P \left[\frac{S_d}{S_c} \geq 1 \right]$$

con S_d domanda e S_c capacità, descritte attraverso una distribuzione lognormale.

La probabilità di raggiungimento di uno stato limite può essere quindi espressa come:

$$F(S_d) = \Phi \left[\frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right]$$

Dove:

- $\Phi[\cdot]$ è la funzione di distribuzione cumulata normale standard;
- S_d è il valore mediano della domanda espresso in termini di accelerazione spettrale;
- S_c è il valore mediano della capacità strutturale espresso in termini di accelerazione;
- β_c e β_d sono le rispettive deviazioni standard lognormali.

La deviazione standard lognormale composta viene posta pari a 0.6 sulla base degli studi fatti da Peckan, Dutta e Mander, e Basöz e Mander.

La formulazione della curva di fragilità viene espressa come segue:

$$F(PGA) = \Phi \left[\frac{1}{\beta} \ln \frac{PGA}{A_i} \right]$$

Dove:

- $\Phi[\cdot]$ è la funzione di distribuzione cumulata normale standard;
- PGA è il valore mediano della domanda espresso in termini di accelerazione orizzontale massima al sito;
- A_i è il valore mediano della capacità strutturale per l'i-esimo stato limite espresso in termini di accelerazione;
- β è la deviazione standard lognormale composta, assunta costante e pari a 0.6.

Imponendo l'uguaglianza tra capacità e domanda si ricava il valore di A_i :

$$A_i = \max \left[\frac{C_c}{S \cdot \eta_i \cdot F_o}; \frac{2\pi}{S \cdot \eta_i} \sqrt{\frac{C_c \cdot \Delta_i}{g} \frac{K_{3D}}{F_o \cdot T_c}} \right]$$

Dove:

- C_c è la capacità del ponte normalizzata rispetto al peso;
- S, η, F_o, T_c sono parametri spettrali;
- Δ_i è lo spostamento/rotazione limite per ogni stato di danno;
- K_{3D} è un coefficiente che tiene conto degli effetti tridimensionali della struttura.

La valutazione della capacità C_c di un ponte, soggetto a carico laterale, dipende dalla sua tipologia costruttiva. Si è osservato che gli elementi più vulnerabili di un ponte sono le pile, le spalle, gli appoggi e le fondazioni, se suscettibili alla liquefazione del terreno.

Dutta e Mander hanno dimostrato che la capacità di una spalla (o di una pila), soggetta a una forza orizzontale, può essere calcolata come:

$$C_c = \lambda_Q \cdot k_p \cdot \frac{D}{H}$$

Dove:

- λ_Q è un fattore di riduzione della resistenza dovuto ai carichi ciclici;
- k_p è il contributo alla resistenza fornito dall'armatura;
- D/H è il rapporto tra diametro e altezza dell'elemento verticale.

Nel caso di scorrimento dell'impalcato sui dispositivi di appoggio, o nel caso di appoggi ad attrito, la capacità del ponte è espressa tramite l'utilizzo indiretto del coefficiente di attrito e dipende quindi dal tipo d'impalcato, dal tipo di appoggi e dal materiale con cui sono realizzati.

Quindi dall'uguaglianza tra la capacità e la forza di attrito agente si ottiene:

$$C_c \cdot W = \mu \cdot W$$

Dove:

- C_c è la capacità del ponte normalizzata rispetto al peso;
- W è il peso dell'impalcato;
- μ è il coefficiente d'attrito.

Semplificando il peso dell'impalcato si ottiene:

$$C_c = \mu$$

Quindi, indicato con Δ lo spostamento, graficamente si può riassumere come:

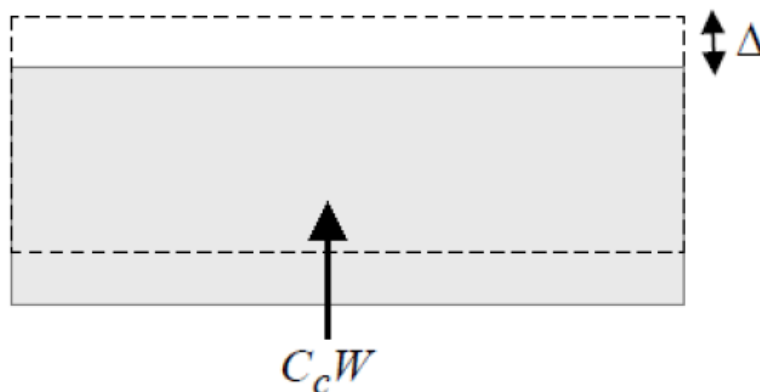


Figura 9.2: "Capacità del ponte nel caso di scorrimento dell'impalcato"

Il coefficiente K_{3D} tiene conto degli effetti tridimensionali della struttura e dipende dal tipo di ponte e dal tipo di appoggio, come si evince da studi di Basöz e Mander.

Nel caso di ponte a campata singola il coefficiente K_{3D} è funzione della lunghezza dell'impalcato (B), della lunghezza della campata (L), e dei coefficienti di attrito trasversale e longitudinale (μ_t e μ_l) e vale:

$$K_{3D} = \sqrt{1 + \frac{0.9B}{L} \cdot \frac{\mu_l}{\mu_t}}$$

Nelle situazioni studiate, i due valori del coefficiente di attrito coincidono e si ha che:

$$\mu_l = \mu_t = \mu$$

Alcuni valori tipici del coefficiente K_{3D} sono riportati nella seguente tabella, tratta da Basöz e Mander.

Deck Type	Bearing Type	K_{3D}
Concrete Deck	Neoprene Bearing Pads	1.2
Steel Girder – $L > 20m$.	High Rocker Bearings	1.05
Steel Girder – $L \leq 20m$.	Low Steel Bearings	1.1

Figura 9.3: “ Valori tipici del coefficiente K_{3D} secondo Basöz e Mander”

Una volta costruite le curve di fragilità, si può avere una visione chiara della vulnerabilità sismica della struttura. Nella pratica l'uso di queste curve è finalizzato all'individuazione di un valore esatto di probabilità di eccedenza del danno per un determinato valore di PGA.

9.3 Curve di fragilità per i ponti master

Per avere una stima dell'attendibilità dei risultati forniti da questa procedura in termini di rappresentazione della vulnerabilità sismica, si è deciso di applicarla a tre ponti del database elettronico detti "master".

I ponti master scelti sono tre, uno per ciascuna classe omogenea definita al par. 4.3.1. Ogni classe omogenea, in cui sono stati suddivisi i ponti nel database, si suppone presenti lo stesso meccanismo di risposta sismica. All'interno di ogni classe s'ipotizza quindi che tutti i ponti abbiano un comportamento simile durante un evento sismico, e che quindi possano essere rappresentati in modo adeguato dal ponte master.

Per tutti e tre i ponti master le curve di fragilità sono state definite per gli appoggi, per tutti i performance level previsti per ciascuna tipologia, e per la rottura a taglio e a momento alla base delle spalle considerando invece solo lo stato limite di collasso.

Per il calcolo del danno a taglio e a momento è stata usata la stessa procedura utilizzata per le analisi parametriche delle spalle, descritta al capitolo 7, questo perché si disponeva di tutti i dati geometrici e relativi ai materiali necessari ad implementare agevolmente la procedura.

9.3.1 Scelta dei ponti master

I tre ponti master scelti sono:

- Ponte "Via Diaz" - Classe omogenea dei ponti con appoggi ad attrito
- Ponte "Torrente Maè I" - Classe omogenea dei ponti con appoggi in acciaio
- Ponte "Cavalcavia S.P.62" - Classe omogenea dei ponti con appoggi in neoprene

I motivi che hanno portato alla scelta di questi tre ponti riguardano il fatto che la loro geometria non presenta evidenti singolarità o particolarità rilevanti, si disponeva di schede di verifica per quanto possibile complete e dei progetti originali, i loro valori di geometria delle parti strutturali e di caratteristiche dei materiali sono attorno al valore medio calcolato per ogni classe omogenea.

Di seguito si riporta uno schema di tutte le caratteristiche principali dei tre ponti master:

	Ponte “Via Diaz”	Ponte “Torrente Maè I”	Ponte “Cavalcavia S.P.62”
classe omogenea	appoggi ad attrito	appoggi in acciaio	appoggi in neoprene
n° scheda di verifica	9	77	124
località	Crocetta de Montello (TV)	Forno di Zoldo (BL)	Silea (TV)
zona sismica	2	3	3
Lunghezza impalcato in retto	7.85m	25.39m	10.78m
Lunghezza impalcato in obliquo	9.4m	31m	15.75m
Larghezza impalcato in retto	16m	11.96m	9.44m
Larghezza impalcato in obliquo	13.5m	9.8m	6.46m
angolo d’inclinazione	33°	35°	47°
spessore soletta	0.6m	0.2m	0.2m
larghezza spalla	16m	8.8m	24.7m
altezza spalla	4.6m	6.88m	6.21m
spessore spalla	0.7m	1.5m	1.05m
tipo di appoggio	attrito cls - cls	oscillante a contatto lineare	neoprene armato

		Ponte “Via Diaz”	Ponte “Torrente Maè I”	Ponte “Cavalcavia S.P.62”
coefficiente di attrito		0.6	0.3	0.45
C _c		0.6	0.3	0.45
K _{3D}		1.514	1.133	1.170
peso impalcato		2239 kN	4180 kN	2172 kN
massa impalcato		223935 kg	418004 kg	217213 kg
peso spalla		1288 kN	2270 kN	4026 kN
massa spalla		128800 kg	227040 kg	402641 kg
tipo di calcestruzzo		C28/35	C40/50	C45/55
tipo di acciaio		FeB44k	FeB44k	FeB44k
% armatura verticale		0.22%	0.14%	0.12%
% armatura trasversale		0.15%	0.07%	0.07%
Armatura verticale esterna	Φ barre	20mm	20mm	14mm
	interasse	200mm	300mm	250mm
	n° barre	80	29	99
Armatura verticale interna	Φ barre	14mm	20mm	14mm
	interasse	200mm	300mm	250mm
	n° barre	80	29	99
Armatura orizzontale	Φ barre	14mm	16mm	14mm
	interasse	300mm	400mm	100mm
	n° barre	15	18	16
Copriferro		50mm	50mm	50mm

Tabella 9.1: “Caratteristiche principali dei ponti master”

Di seguito i parametri spettrali per ciascuna zona.

	Ponte “Via Diaz”	Ponte “Torrente Maè I”	Ponte “Cavalcavia S.P.62”
S	1.312	1.457	1.457
η	1	1	1
Fo	2.416	2.518	2.508
Tc	0.501s	0.522s	0.522s

Tabella 9.2: ”Parametri spettrali per i tre ponti master”

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati.

	Ponte “Via Diaz”	Ponte “Torrente Maè I”	Ponte “Cavalcavia S.P.62”
	C28/35	CLS 40/50	CLS 45/55
R _{cm} [MPa]	22	30	35.1
E [MPa]	26399	35046	36463
f _{ck} [MPa]	28.76	39.21	45.88
f _{cd} per meccanismi duttili [MPa]	16.3	22.22	26
f _{cd} per meccanismi fragili [MPa]	10.19	13.89	16.25
peso specifico kN/m ³	25	25	25
fattore di confidenza	1.35	1.35	1.35

Tabella 9.3: ”Caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati nei ponti master”

	FeB44k
f_{yk} [MPa]	430
E [MPa]	423
f_{yd} per meccanismi duttili [MPa]	368
f_{yd} per meccanismi fragili [MPa]	200000
peso specifico kN/m ³	78
fattore di confidenza	1.35

Tabella 9.4: "Caratteristiche dell'acciaio da armatura utilizzato nei ponti master"

Si procede ora alla costruzione delle curve di fragilità per i tre ponti master.

9.3.2 Curve di fragilità per il Ponte "Via Diaz"

Il ponte denominato "Via Diaz" presenta un vincolo ad attrito.

La capacità della struttura va ora espressa in termini di accelerazione, per essere inserita all'interno dell'espressione finale della curva di fragilità. Per questo motivo è essenziale calcolare il valore del termine in precedenza denominato A_i , cui sono associati tutti i livelli di danno definiti per il supporto ad attrito e i corrispondenti spostamenti limite.

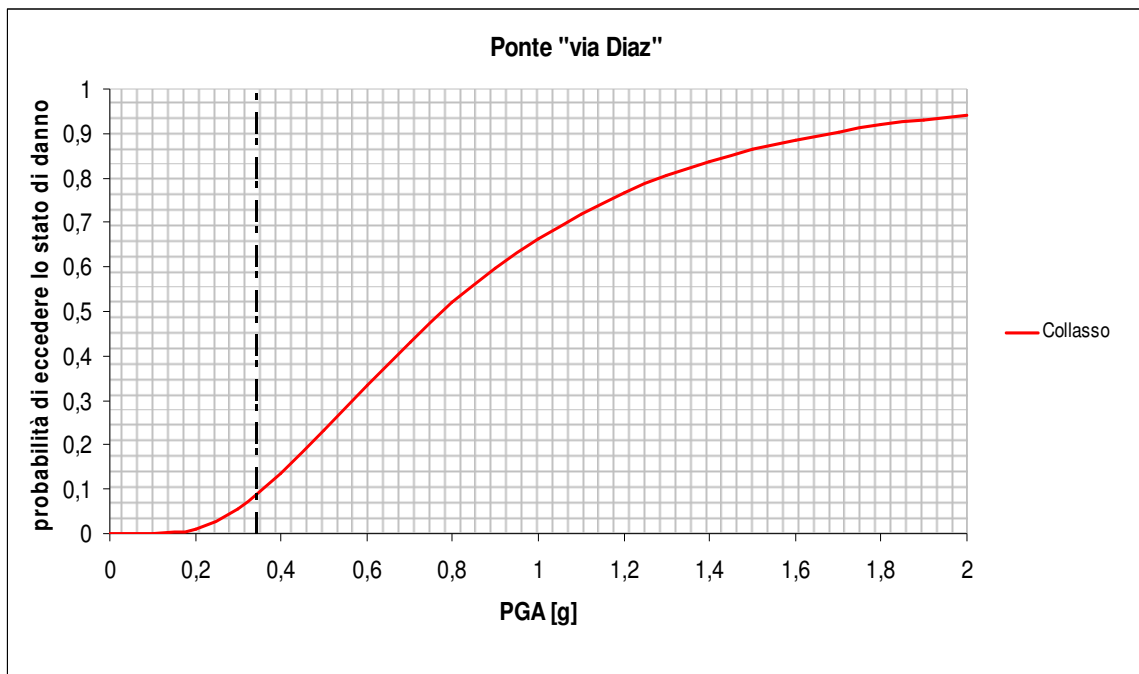
Nel caso dell'appoggio ad attrito, l'unico Stato Limite considerato è quello relativo al collasso finale della struttura, causato dalla perdita d'appoggio dell'impalcato, che avverrebbe come conseguenza di un suo scivolamento dalla propria sede. Per questo l'unico valore del termine Δ_i che si ritrova nella formula di A_i corrisponde a:

- Danno completo o collasso: $\Delta_1 = 275$ mm

Per quanto riguarda il valore del termine A_i si ha:

PL	Δ_i [m]	A_i primo termine	A_i secondo termine	A_i
Collasso	0,275	0,189	0,777	0,777

È possibile costruire il grafico della curva di fragilità per l'appoggio ad attrito del ponte "Via Diaz", e studiare con essa il variare progressivo del parametro dell'accelerazione di picco al suolo (PGA), che costituisce la domanda sismica e che è presente in ascissa.



Nel grafico è anche indicato, tramite una linea verticale nera, il valore della PGA associata allo spettro di risposta elastico, pari a 0,344g.

Attraverso l'espressione della curva di fragilità, si può ottenere la probabilità che per questa accelerazione di picco al suolo si abbia il collasso della struttura.

Tale probabilità risulta pari a 0,88.

Per quanto riguarda il collasso per taglio e quello per momento, il valore di danno che si ottiene dall'analisi è:

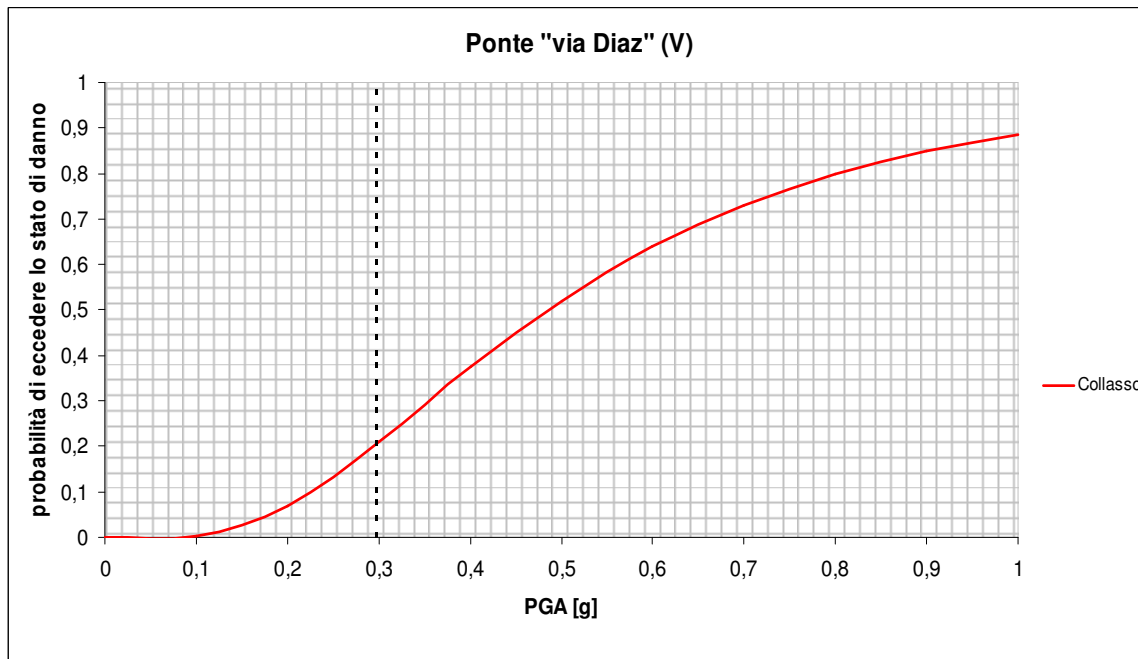
$$D = \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = 0.48$$

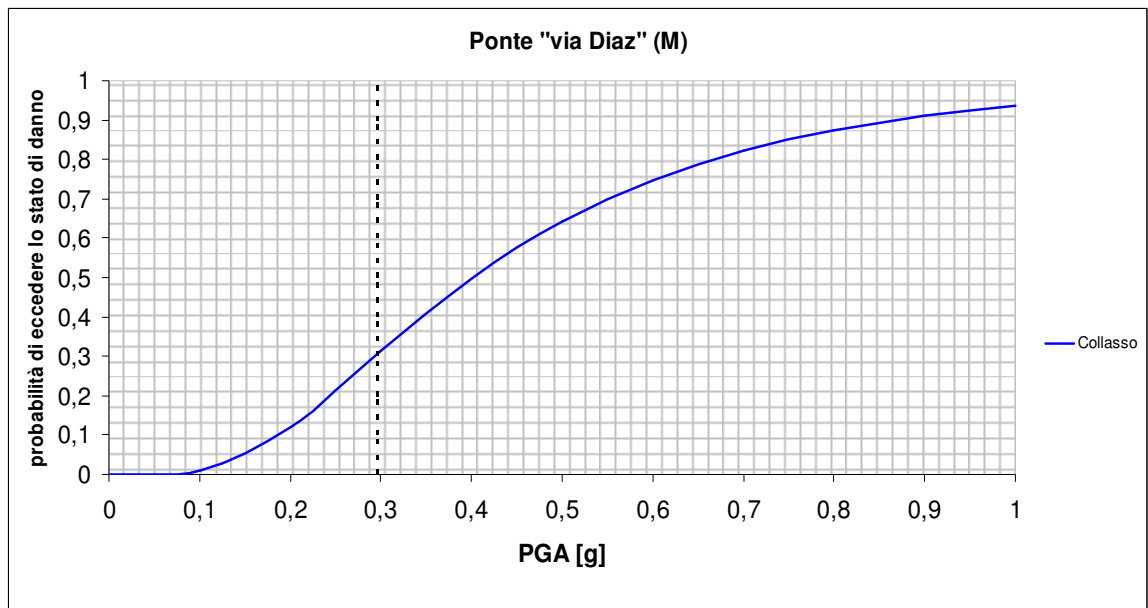
$$D = \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = 0.40$$

Utilizzando la formula:

$$F(PGA) = \Phi \left[\frac{1}{\beta} \ln \frac{PGA}{m} \right]$$

Sostituendo ad m il valore del danno prima per il taglio e poi per il momento e ponendo $\beta=0.6$, si ottengono le curve di fragilità per lo stato limite di collasso per taglio e momento.





Nei grafici è anche indicato, tramite una linea verticale nera, il valore della PGA associata allo spettro di risposta elastico, pari a 0,344g.

Attraverso l'espressione della curva di fragilità, si può ottenere la probabilità che per questa accelerazione di picco al suolo si abbia il collasso della struttura.

Tale probabilità risulta pari per il taglio a 0,28 e per il momento a 0,40.

9.3.3 Curve di fragilità per il Ponte "Torrente Maè I"

Il ponte denominato "Torrente Maè I" presenta appoggi realizzati in acciaio.

La capacità della struttura va ora espressa in termini di accelerazione, per essere inserita all'interno dell'espressione finale della curva di fragilità. Per questo motivo è essenziale calcolare il valore del termine in precedenza denominato A_i , cui sono associati tutti i livelli di danno definiti per il supporto in acciaio ed i corrispettivi spostamenti limite.

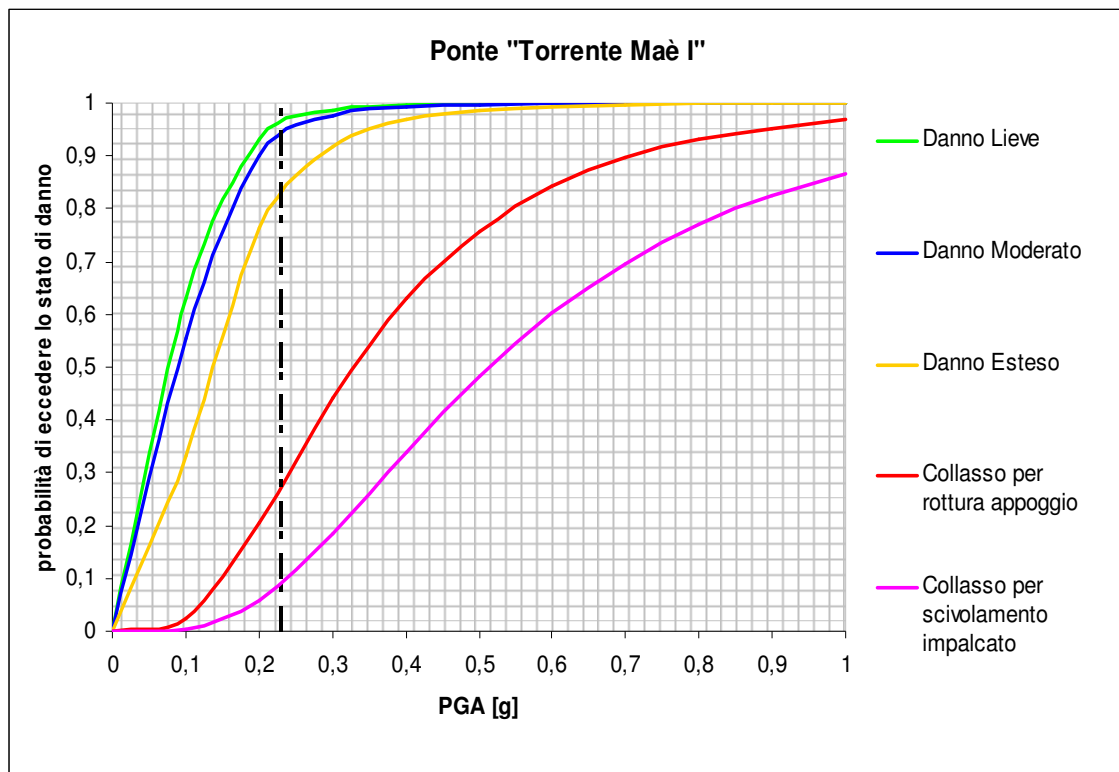
Nel caso dell'appoggio in acciaio fisso, che è quello dei due presenti considerato per la vulnerabilità di questo ponte, gli Stati Limite di danno sono:

- Danno lieve: $\Delta_1 = 6 \text{ mm}$
- Danno moderato: $\Delta_2 = 20 \text{ mm}$
- Danno esteso: $\Delta_3 = 40 \text{ mm}$
- Danno completo o collasso per rottura dell'appoggio: $\Delta_4 = 255 \text{ mm}$
- Danno completo o collasso per scivolamento dell'impalcato: $\Delta_5 = 625 \text{ mm}$

Per quanto riguarda il valore del termine A_i si ha:

PL	Δ_i [m]	A_i primo termine	A_i secondo termine	A_i
Lieve	0,006	0,082	0,05	0,082
Moderato	0,02	0,082	0,092	0,092
Esteso	0,04	0,082	0,13	0,13
Collasso per rottura appoggio	0,255	0,082	0,328	0,328
Collasso per scivolamento impalcato	0,625	0,082	0,514	0,514

È possibile costruire il grafico delle curve di fragilità per l'appoggio in acciaio del ponte "Torrente Maè I", e studiare con essa il variare progressivo del parametro dell'accelerazione di picco al suolo (PGA), che costituisce la domanda sismica e che è presente in ascissa.



Nel grafico è anche indicato, tramite una linea verticale nera, il valore della PGA associata allo spettro di risposta elastico, pari a 0,230 g.

Attraverso l'espressione della curva di fragilità, si può ottenere la probabilità che per questa accelerazione di picco al suolo si abbia un certo livello di danno della struttura.

Tale probabilità risulta pari a:

- Probabilità di danno lieve: 0,96
- Probabilità di danno moderato: 0,94
- Probabilità di danno esteso: 0,83
- Probabilità di collasso per rottura dell'appoggio: 0,28
- Probabilità di collasso per scivolamento dell'impalcato: 0,09

Per quanto riguarda il collasso per taglio e quello per momento, il valore di danno che si ottiene dall'analisi è:

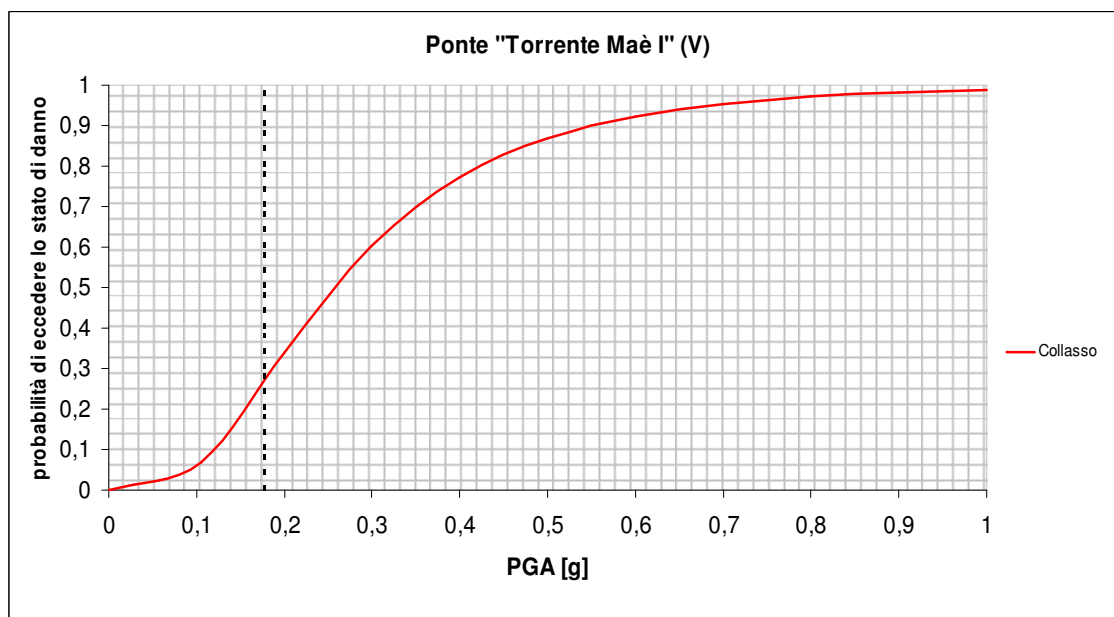
$$D = \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = 0.26$$

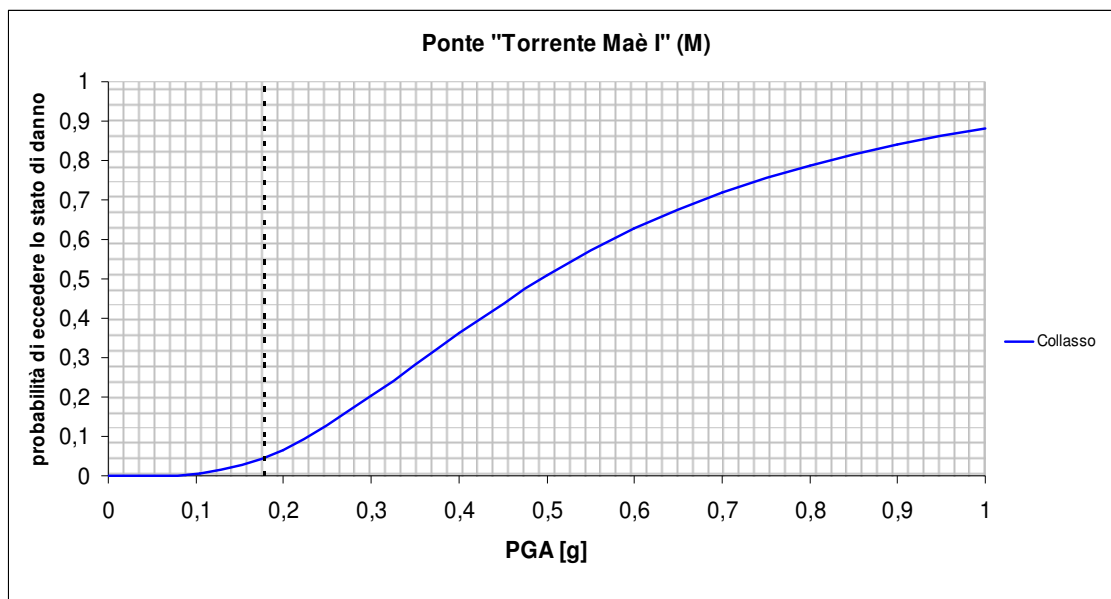
$$D = \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = 0.49$$

Utilizzando la formula:

$$F(PGA) = \Phi \left[\frac{1}{\beta} \ln \frac{PGA}{m} \right]$$

Sostituendo ad m il valore del danno prima per il taglio e poi per il momento e ponendo $\beta=0.6$, si ottengono le curve di fragilità per lo stato limite di collasso per taglio e momento.





Nei grafici è anche indicato, tramite una linea verticale nera, il valore della PGA associata allo spettro di risposta elastico, pari a 0,230 g.

Attraverso l'espressione della curva di fragilità, si può ottenere la probabilità che per questa accelerazione di picco al suolo si abbia il collasso della struttura.

Tale probabilità risulta pari per il taglio a 0,43 e per il momento a 0,10.

9.3.4 Curve di fragilità per il Ponte “Cavalcavia S.P. 62”

Il ponte denominato “Cavalcavia S.P. 62” presenta appoggi realizzati in neoprene.

La capacità della struttura va ora espressa in termini di accelerazione, per essere inserita all'interno dell'espressione finale della curva di fragilità. Per questo motivo è essenziale calcolare il valore del termine in precedenza denominato A_i , cui sono associati tutti i livelli di danno definiti per il supporto in acciaio ed i corrispettivi spostamenti limite.

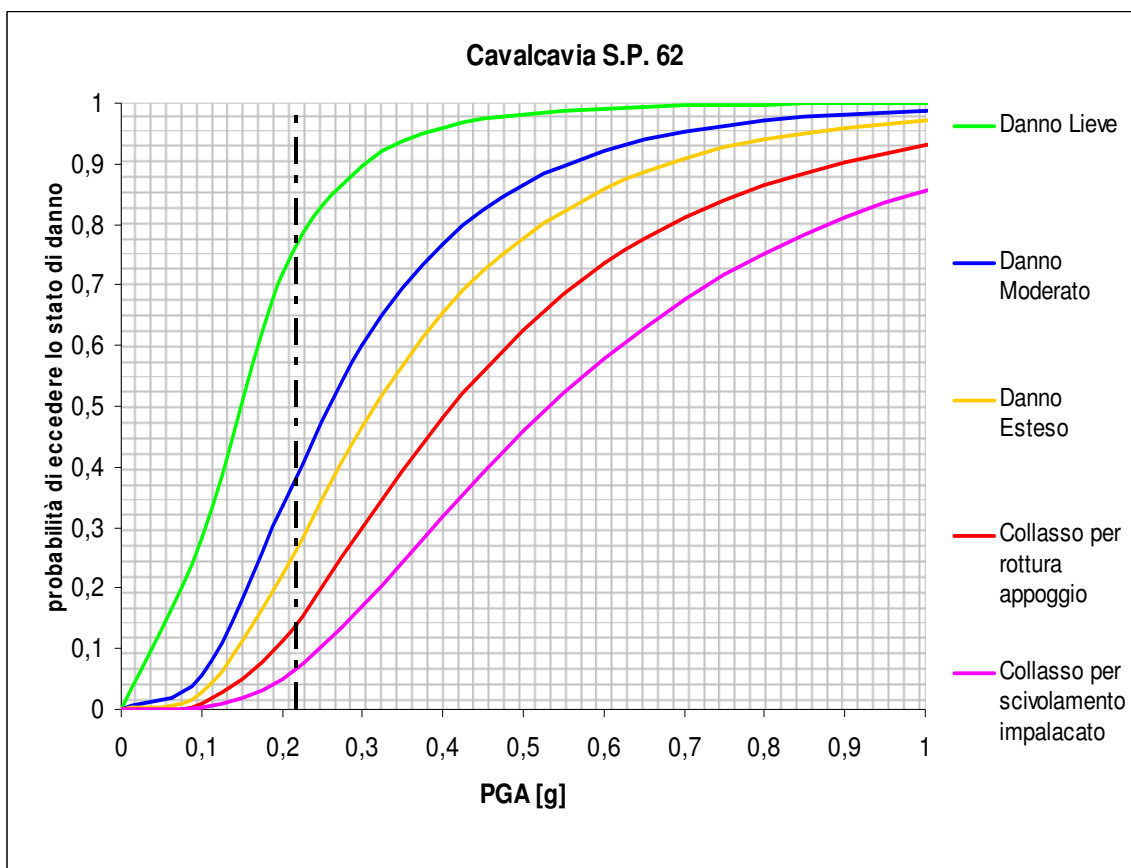
Nel caso dell'appoggio in neoprene, gli Stati Limite di danno sono:

- Danno lieve: $\Delta_1 = 30$ mm
- Danno moderato: $\Delta_2 = 100$ mm
- Danno esteso: $\Delta_3 = 150$ mm
- Danno completo o collasso per rottura dell'appoggio: $\Delta_4 = 255$ mm
- Danno completo o collasso per scivolamento dell'impalcato: $\Delta_5 = 425$ mm

Per quanto riguarda il valore del termine A_i si ha:

PL	Δ_i [m]	A_i primo termine	A_i secondo termine	A_i
Lieve	0,03	0,122	0,141	0,141
Moderato	0,1	0,122	0,258	0,258
Esteso	0,15	0,122	0,316	0,316
Collasso per rottura appoggio	0,255	0,122	0,412	0,412
Collasso per scivolamento impalcato	0,425	0,122	0,532	0,532

È possibile costruire il grafico della curva di fragilità per l'appoggio in neoprene del ponte "Cavalcavia S.P. 52", e studiare con essa il variare progressivo del parametro dell'accelerazione di picco al suolo (PGA), che costituisce la domanda sismica e che è presente in ascissa.



Nel grafico è anche indicato, tramite una linea verticale nera, il valore della PGA associata allo spettro di risposta elastico, pari a 0,218 g.

Attraverso l'espressione della curva di fragilità, si può ottenere la probabilità che per questa accelerazione di picco al suolo si abbia un certo livello di danno della struttura.

Tale probabilità risulta pari a:

- Probabilità di danno lieve: 0,77
- Probabilità di danno moderato: 0,39
- Probabilità di danno esteso: 0,27
- Probabilità di collasso per rottura dell'appoggio: 0,15
- Probabilità di collasso per scivolamento dell'impalcato: 0,07

Per quanto riguarda il collasso per taglio e quello per momento, il valore di danno che si ottiene dall'analisi è:

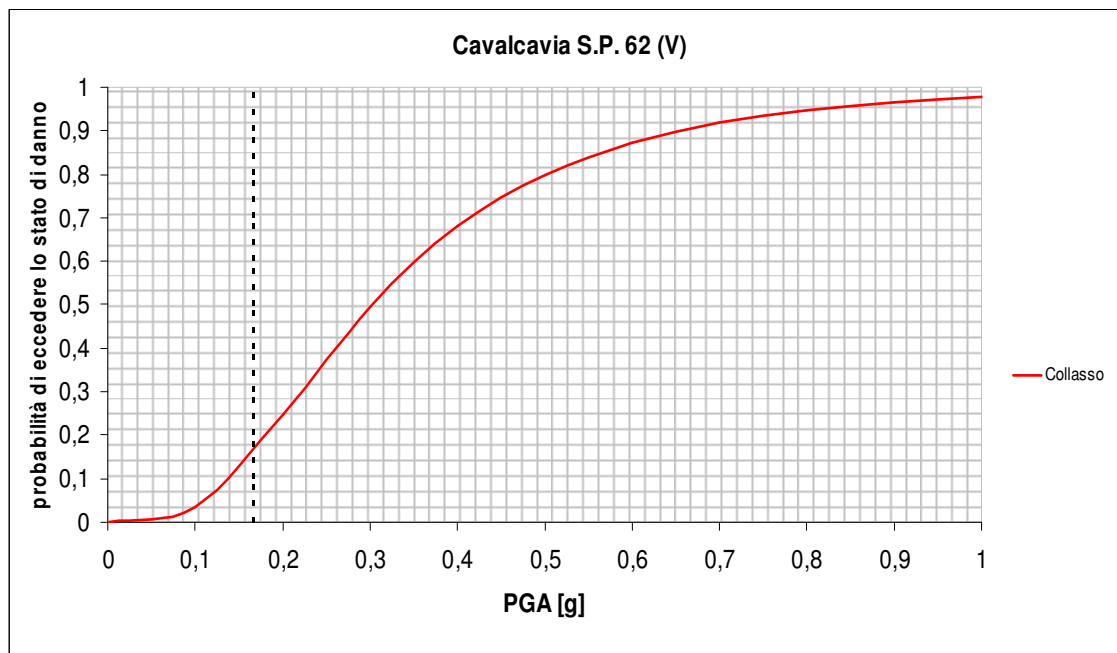
$$D = \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = 0.30$$

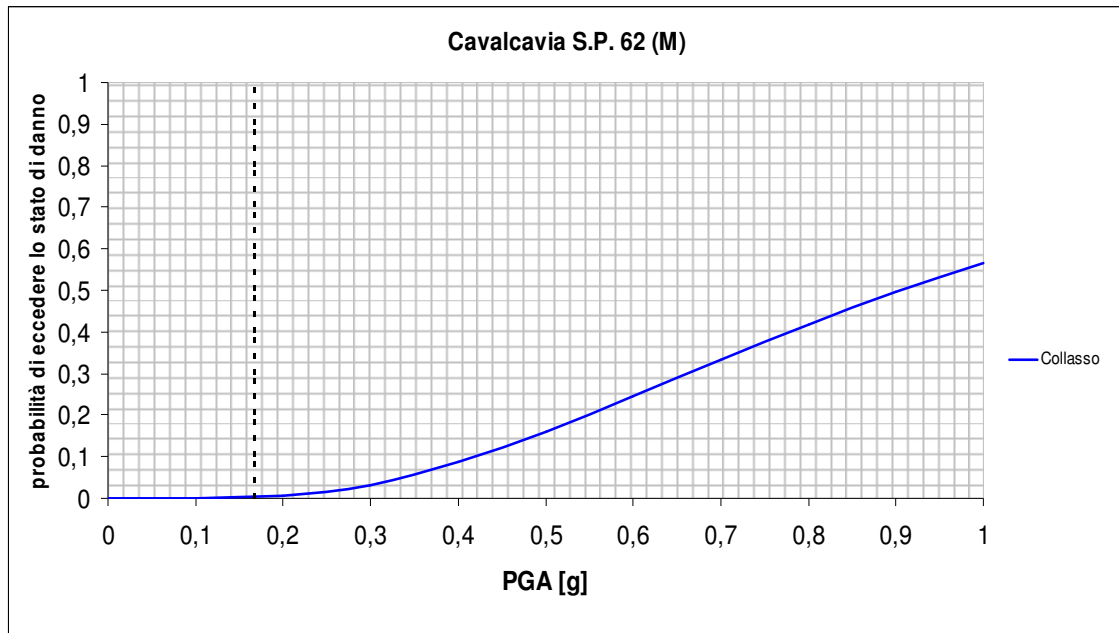
$$D = \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = 0.91$$

Utilizzando la formula:

$$F(PGA) = \Phi \left[\frac{1}{\beta} \ln \frac{PGA}{m} \right]$$

Sostituendo ad m il valore del danno prima per il taglio e poi per il momento e ponendo $\beta=0.6$, si ottengono le curve di fragilità per lo stato limite di collasso per taglio e momento.





Nei grafici è anche indicato, tramite una linea verticale nera, il valore della PGA associata allo spettro di risposta elastico, pari a 0,218 g.

Attraverso l'espressione della curva di fragilità, si può ottenere la probabilità che per questa accelerazione di picco al suolo si abbia il collasso della struttura.

Tale probabilità risulta pari per il taglio a 0,29 e per il momento a 0,009.

CAPITOLO 10

PROCEDURA SEMPLIFICATA PER VALUTARE LA VULNERABILITA' SISMICA

In questo capitolo conclusivo viene illustrato un algoritmo per la valutazione della vulnerabilità sismica di una struttura, che segue la stessa filosofia utilizzata dal sistema di bridge management I.Br.I.D. per la valutazione dell'affidabilità nei confronti delle azioni statiche.

Il principale obiettivo dell'ingegneria civile è, infatti, quello di realizzare strutture affidabili, ovvero strutture che possano svolgere le funzioni per cui sono state ideate, progettate e costruite, e ciò in un determinato periodo di tempo, detto vita utile, e sotto prefissate condizioni di carico.

L'affidabilità strutturale, oltre ad essere il principio base da considerare nel caso di nuove costruzioni, ha anche notevole importanza nel caso di strutture esistenti; gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, sono, infatti, finalizzati a ripristinare o migliorare l'affidabilità, riducendo al minimo il rischio di crisi.

La scarsità di risorse economiche disponibili impone la necessità di individuare una sorta di elenco di priorità delle strutture, ossia stabilire un ordine di intervento, mettendo

nelle prime posizioni le strutture che presentano un maggiore rischio di crisi. Per fare ciò occorre un algoritmo semplice e facilmente fruibile che consenta di valutare allo stesso modo tutte le strutture d'interesse e che sia il più oggettivo possibile. La componente soggettiva può, infatti, influire molto sul risultato rendendolo poco attendibile.

La procedura utilizzata per la valutazione della vulnerabilità sismica ricalca quella utilizzata in I.Br.I.D. per la valutazione della parte statica; l'obiettivo finale è, infatti, la creazione di un coefficiente ($TSR^{seismic}$) da affiancare al già codificato TSR statico, in modo da poter avere un'analisi completa sull'affidabilità della struttura.

Prima di procedere alla definizione e al test dell'algoritmo per il calcolo del $TSR^{seismic}$, si è applicata ai tre ponti master la procedura I.Br.I.D., descritta al paragrafo 1.3.3, per il calcolo del TSR.

10.1 Valutazione TSR statico per i ponti master

Per la valutazione del TSR, ossia del livello di affidabilità statica della struttura, si è fatto riferimento alla procedura implementata nel sistema I.Br.I.D., descritta nel dettaglio al paragrafo 1.3.3 del presente elaborato.

I dati necessari alla valutazione delle condizioni dei diversi elementi dei tre ponti master sono stati reperiti mediante sopralluoghi in loco, report fotografici e schede di ispezione fornite da Veneto Strade S.p.A., inerenti l'ispezione più recente alle strutture oggetto di analisi presenti nel loro archivio.

Le informazioni necessarie per la valutazione sono:

- anno di costruzione della struttura

- tipo di strada servita
- importanza della strada all'interno della rete nazionale
- indice di traffico in termini di veicoli al giorno
- condizioni dei principali elementi costituenti la struttura.

Gli elementi principali di cui si voleva conoscere lo stato di fatto in modo da poter valutare lo stato di degrado sono riportati nel catalogo seguente.

Codice	Elemento
C1	elementi longitudinali
C2	Pila
C3	Elementi trasversali
C4	Impalcato
C5	Dispositivi di appoggio
C6	Dispositivi antisismici
C7	Spalla
C8	Terrapieno d'accesso
C9	Muri d'ala
C10	Fondazioni spalle
C11	Fondazioni pile
C12	Impermeabilizzazione
C13	Pavimentazione stradale
C14	Guard-rail
C15	Giunti d'espansione
C16	Marcia piede
C17	Parapetti
C18	Drenaggio acque
C19	Elementi accessori

Figura. 10.1: "Catalogo degli elementi da analizzare"

A ciascun elemento bisognava, sulla base dei dati a disposizione, fornire un valore del Condition Value (CV), in accordo con quanto riportato nella fig. 1.8 par 1.3.3.

Di seguito si riportano alcune immagini dei tre ponti master ricavate da ispezioni nei siti, le analisi e il relativo valore di TSR.

➤ Ponte “Via Diaz”



Figura 10.2: "Vista frontale del ponte Via Diaz"



Figura: 10.3: "La superficie stradale e le barriere di protezione"



Figura. 10.4: "La soletta d'impalcato"



Figura 10.5: "Vista dell'intradosso dell'impalcato"



Figura 10.6: "Particolare della soletta con distacco del copriferro ed esposizione delle barre di armatura"



Figura 10.7: "Particolare del giunto con presenza di fessure estese"

Valutazione semplificata di vulnerabilità sismica dei ponti monocampata in c.a.

Codice	Elemento	CV	CF	LF	W el. valutati	W el. presenti	RT	TI	RF	NBI	AF	ESR
C1	elementi longitudinali	3	4	5	10	10	0,9	0,9	0,81	0,96	1	16
C2	Pila			5			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C3	Elementi trasversali			6			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C4	Impalcato	3	4	6	9	9	0,9	0,9	0,81	0,96	1	19
C5	Dispositivi di appoggio	0	0	6		9	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C6	Dispositivi antisismici			6			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C7	Spalla	2	7	7	8	8	0,9	0,9	0,81	0,96	1	38
C8	Terrapieno di accesso	1	10	7	8	8	0,9	0,9	0,81	0,96	1	54
C9	Muri d'ala	2	7	7	8	8	0,9	0,9	0,81	0,96	1	38
C10	Fondazioni spalle	0	0	8		7	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C11	Fondazioni pile	0	0	8		7	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C12	Impermeabilizzazione	2	7	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	49
C13	Pavimentazione stradale	2	7	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	49
C14	Guard rail	1	10	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	70
C15	Giunti d'espansione	0	0	9		6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C16	Marciapiede			10			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C17	Parapetti	1	10	10	5	5	0,9	0,9	0,81	0,96	1	78
C18	Drenaggio acque	0	0	10	5	5	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C19	Elementi accessori			10			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0

tot elementi valutati	10
tot elementi presenti	14
Σ W el. Valutati	71
Σ W el. Presenti	100
CoF	71
TSR real	51
TSR minimum	42
TSR	47

➤ Ponte “Torrente Maè I”



Figura 10.8: "Vista laterale del ponte Torrente Maè I"



Figura 10.9: "Il graticcio di travi che sorregge la soletta"



Figura 10.10: "Particolare dello stato di degrado di una singola trave"



Figura 10.11: "Particolare del giunto e del sistema di drenaggio delle acque"



Figura 10.12: "Particolare della pavimentazione stradale con usura evidente"



Figura 10.13: "Particolare del giunto di espansione in testa all'impalcato"



Figura 10.14: "Particolare del sistema di appoggio mediante dispositivi in acciaio"



Figura 10.15: "Particolare dello stato delle travi che reggono la soletta"



Figura 10.16: "Particolare dell'intradosso della soletta dell'impalcato che presenta estesa fessurazione e barre scoperte"



Figura 10.17: "Cordoli esterni e barriere di protezione"



Figura 10.18: “Particolare del cordolo evidentemente danneggiato”



Figura 10.19: “Particolare della pavimentazione stradale”

Valutazione semplificata di vulnerabilità sismica dei ponti monocampata in c.a.

Codice	Elemento	CV	CF	LF	W el. valutati	W el. presenti	RT	TI	RF	NBI	AF	ESR
C1	elementi longitudinali	2	7	5	10	10	0,9	0,9	0,81	0,96	1	27
C2	Pila			5			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C3	Elementi trasversali	2	7	6	9	9	0,9	0,9	0,81	0,96	1	33
C4	Impalcato	3	4	6	9	9	0,9	0,9	0,81	0,96	1	19
C5	Dispositivi di appoggio	0	0	6		9	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C6	Dispositivi antisismici			6			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C7	Spalla	4	2	7	8	8	0,9	0,9	0,81	0,96	1	11
C8	Terrapieno di accesso			7			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C9	Muri d'ala			7			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C10	Fondazioni spalle	0	0	8		7	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C11	Fondazioni pile	0	0	8		7	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C12	Impermeabilizzazione	4	2	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	14
C13	Pavimentazione stradale	4	2	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	14
C14	Guard rail	1	10	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	70
C15	Giunti d'espansione	3	4	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	28
C16	Marciapiede	3	4	10	5	5	0,9	0,9	0,81	0,96	1	31
C17	Parapetti			10			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C18	Drenaggio acque	0	0	10	5	5	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C19	Elementi accessori	1	10	10	5	5	0,9	0,9	0,81	0,96	1	78

tot elementi valutati	10
tot elementi presenti	14
Σ W el. Valutati	75
Σ W el. Presenti	98
CoF	77
TSR real	38
TSR minimum	34
TSR	36

➤ Cavalcavia S.P. 62



Figura 10.20: “Vista del ponte Cavalcavia S.P. 62”



Figura 10.21: “Particolare del graticcio di travi”

Valutazione semplificata di vulnerabilità sismica dei ponti monocampata in c.a.

Codice	Elemento	CV	CF	LF	W el. valutati	W el. presenti	RT	TI	RF	NBI	AF	ESR
C1	elementi longitudinali	2	7	5	10	10	0,9	0,9	0,81	0,96	1	27
C2	Pila			5			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C3	Elementi trasversali	2	7	6	9	9	0,9	0,9	0,81	0,96	1	33
C4	Impalcato	3	4	6	9	9	0,9	0,9	0,81	0,96	1	19
C5	Dispositivi di appoggio	0	0	6		9	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C6	Dispositivi antisismici			6			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C7	Spalla	2	7	7	8	8	0,9	0,9	0,81	0,96	1	38
C8	Terrapieno di accesso			7			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C9	Muri d'ala			7			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C10	Fondazioni spalle	0	0	8		7	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C11	Fondazioni pile	0	0	8		7	0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C12	Impermeabilizzazione	2	7	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	49
C13	Pavimentazione stradale	1	10	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	70
C14	Guard rail	1	10	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	70
C15	Giunti d'espansione	2	7	9	6	6	0,9	0,9	0,81	0,96	1	49
C16	Marciapiede			10			0,9	0,9	0,81	0,96	1	0
C17	Parapetti	1	10	10	5	5	0,9	0,9	0,81	0,96	1	78
C18	Drenaggio acque	2	7	10	5	5	0,9	0,9	0,81	0,96	1	54
C19	Elementi accessori	1	10	10	5	5	0,9	0,9	0,81	0,96	1	78
tot elementi valutati				11								
tot elementi presenti				14								
Σ W el. Valutati				75								
Σ W el. Presenti				98								
CoF				77								
TSR real				58								
TSR minimum				50								
TSR				55								

10.2 Definizione dell'azione sismica di progetto

Per poter valutare le condizioni di una struttura, sia nel caso statico sia in quello sismico, occorre innanzitutto definire l'azione per la quale si vuole valutarne la risposta.

Le azioni sismiche sono definite essenzialmente attraverso il valore di accelerazione al suolo, e l'entità di queste sollecitazioni dipende da numerosi fattori tra cui: le caratteristiche morfologiche e topografiche del terreno, le caratteristiche della struttura, lo stato limite considerato e il periodo di riferimento della struttura.

Per quanto riguarda gli stati limite nei confronti delle azioni sismiche la norma ne individua quattro (NTC 2008 par. 3.2.1):

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;
- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la

costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I primi due sono considerati Stati Limite di Esercizio, mentre gli ultimi due sono Stati Limite Ultimi. Per ciascuno di questi stati limite la normativa fornisce dei valori di probabilità di superamento nel periodo di riferimento cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno dei quattro stati limite.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 10.22: "Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato"

Per quanto riguarda il periodo di riferimento (V_R) di una struttura questo dipende da due parametri fondamentali:

- la vita nominale dell'opera (V_N), ossia il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata;

- la classe d'uso, che fornisce una misura delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, al par. 2.4.1, forniscono i seguenti valori di vita nominale.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Figura 10.23: “Vita nominale per diversi tipi di opere”

Le classi d'uso individuate dalla normativa al par. 2.4.2 sono quattro e sono così classificate:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

- *Classe IV*: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per ciascuna classe d'uso viene fornito un valore del coefficiente d'uso C_U .

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 10.24: "Valori del coefficiente d'uso in funzione della classe d'uso"

Il periodo di riferimento V_R si ottiene, per ciascuna costruzione, come prodotto tra la vita nominale dell'opera e la classe d'uso, come segue:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Per i ponti si assume come valori di vita nominale 50 anni o 100 anni, e come coefficiente d'uso 1 oppure 1,5. Nel caso di ponti con vita nominale 100 anni di importanza strategiche si può considerare una classe d'uso IV con C_U pari a 2.

I valori dei periodi di riferimento per strutture da ponte più utilizzati sono riassunti nella seguente tabella.

	$C_U = 1$	$C_U = 1,5$	$C_U = 2$
$V_N = 50$ anni	50	75	-----
$V_N = 100$ anni	100	150	200

Tabella 10.1: “Valori dei periodi di riferimento per le strutture da ponte, in anni”

Una volta definito il periodo di riferimento e lo stato limite ultimo per il quale si vuole verificare la struttura si può calcolare il tempo di ritorno con la seguente formula:

$$Tr[anni] = - \frac{V_R}{(\ln(1 - 0.01 Pr[\%]))}$$

Se consideriamo un valore di $Pr = 10\%$, corrispondente ad uno stato limite ultimo di salvaguardia della vita, otteniamo, per le combinazioni di valori riportate in tabella 10.1, i seguenti valori di Tr :

	$C_U = 1$	$C_U = 1,5$	$C_U = 2$
$V_N = 50$ anni	475	712	-----
$V_N = 100$ anni	950	1428	1900

Tabella 10.2: “Valori del tempo di ritorno per le strutture da ponte, in anni”

Definito il tempo di ritorno e le coordinate geografiche del sito ove si trova la struttura è possibile ottenere il valore di accelerazione orizzontale massima al sito, espressa in $g/10$, utilizzando le tabelle dei paramenti che definiscono l'azione sismica riportate nell'Allegato B delle NTC 2008.

I valori di a_g riportati in queste tabelle sono definiti in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido di categoria topografica A (ammassi rocciosi o terreni molto rigidi). Questo valore deve essere poi modificato a seconda della tipologia di sottosuolo effettivamente presente nel sito dove sorge l'opera, secondo la procedura descritta al par. 3.2.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

In questo modo è possibile ottenere il valore di PGA per il quale si vuole verificare la struttura, che verrà utilizzato nella costruzione delle curve di fragilità, come descritto nel par. 9.2 del presente elaborato.

10.3 Algoritmo per la valutazione del TSR seismic

Per la valutazione della vulnerabilità sismica, relativamente allo Stato Limite Ultimo di collasso, che è l'unico stato limite considerato finora, occorre valutare le condizioni di altri quattro elementi. La risposta sismica dipende, infatti, principalmente dal comportamento di spalle e appoggi. In particolare occorre dare una misura di condition value per le spalle relativamente al collasso per taglio (shear failure) e al collasso dovuto al momento flettente (flexural failure). Per gli appoggi invece, ove possibile, occorre considerare due stati limite ultimi differenti: la rottura dell'appoggio e la perdita di appoggio con scivolamento dell'impalcato.

Gli elementi aggiunti nel catalogo elementi da analizzare sono:

Codice	Elemento
C20	Spalla rottura a taglio
C21	Spalla rottura a flessione
C22	Rottura appoggio
C23	Perdita di appoggio e scivolamento impalcato

Tabella 10.3: “Catalogo elementi per la valutazione del TSR seismic”

A ciascuno di questi quattro elementi occorre assegnare un valore di Condition Value. Il CV però deve essere ricalibrato tenendo conto che si sta analizzando il problema sismico, e non sarà quindi più sufficiente una quantificazione dello stato di degrado per stabilirne il valore.

Per avere una valutazione oggettiva e rigorosa si è deciso di utilizzare una scala analoga a quella utilizzata nella “Convenzione RELUIS - UNIPD e UNINA per RFI”, per valutare il livello di probabile soddisfacimento della verifica sismica per ponti ad arco in muratura. La scala fa riferimento a diversi livelli di failure probability (P_f).

Si è scelto di utilizzare questo parametro come misura del condition value in quanto il danno, non era una misura omogenea tra i diversi tipi di manufatto, ed inoltre perché la probabilità di crisi è facilmente ricavabile mediante le curve di fragilità.

Di seguito si riporta la scala elaborata; nel caso di assenza di informazioni o impossibilità di esprimere un giudizio si assuma $CV = 0$.

$P_f \leq 10^{-4}$	CV = 1
$10^{-4} < P_f \leq 10^{-2}$	CV = 2
$10^{-2} < P_f \leq 10^{-1}$	CV = 3
$10^{-1} < P_f \leq 5 \cdot 10^{-1}$	CV = 4
$P_f > 5 \cdot 10^{-1}$	CV = 5

Tabella 10.4: "Condition Value per la valutazione del TSR seismic"

A questi valori di condition value sono associati gli stessi valori di condition factor definiti per la parte statica.

CV	0	1	2	3	4	5
CF	0	10	7	4	2	1

Tabella 10.5: "Condition Factor per la valutazione del TSR seismic"

I valori del location factor e il fattore peso da associare a ciascuno dei quattro nuovi elementi da campionare introdotti sono riportati nella tabella seguente.

Elemento	LF	W
Spalla rottura a taglio	7	8
Spalla rottura a flessione	7	8
Rottura appoggio	8	7
Perdita di appoggio e scivolamento impalcato	7	8

Tabella 10.6: "Location Factor e Weight per la valutazione del TSR seismic"

L'indice di efficienza totale, riferito agli elementi valutati, si calcola nel seguente modo:

$$TSR_{real}^{seismic} = 10PF \left(\frac{\sum_{i=1}^t CF_i \times W_i}{\sum_{i=1}^t W_i} \right)$$

Dove:

- CF_i è il Condition Factor relativo all'i-esimo elemento valutato;
- W_i è il peso dell'i-esimo elemento valutato;
- $PF = (RF \times NBI \times AF)$ è il fattore penalizzante¹⁴;
- t è il numero di elementi valutati

Il valore finale del TSR è calcolato a partire dal $TSR_{real}^{seismic}$ e considera anche gli elementi non ispezionati. Per questo motivo, viene introdotto il fattore di confidenza (CoF), che deve essere maggiore di un valore limite espresso da:

$$CoF = 100 \left(\frac{\sum_{i=1}^t W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \right)$$

Dove n è il numero totale degli elementi, che comprende anche gli elementi non ispezionati, mentre t è il numero totale degli elementi ispezionati.

Il criterio che sembra essere più adatto al calcolo del valore finale del TSR si riferisce ad una media ponderata tra la situazione reale (TSR_{real}) e la peggior situazione possibile (TSR_{min}). Il $TSR_{min}^{seismic}$ viene valutato assumendo CV pari a 5 per tutti gli elementi che non vengono valutati.

¹⁴ I valori di RT, TI, NBI, AF vengono assegnati nel medesimo modo in cui venivano assegnati nel caso statico. Essi riguardano, infatti, età, entità e importanza della struttura e non cambiano nel passaggio tra analisi di affidabilità statica e di vulnerabilità sismica.

L'espressione finale del Total Sufficiency Rating ($TSR^{seismic}$) è data dalla seguente formula:

$$TSR^{seismic} = \left(\frac{100TSR_{real}^{seismic} + TSR_{min}^{seismic} \times CoF}{100 + CoF} \right)$$

E' possibile individuare quattro livelli di efficienza per l'intera struttura, riportati nella seguente tabella.

Livello di efficienza	Urgenza dell'intervento	TSR
1	Massima urgenza	1 - 20
2	Intervento a breve termine	21 - 40
3	Intervento a medio termine	41 - 60
4	Intervento a lungo termine	61 - 100

Tabella 10.7: "Tabella relativa a livelli di efficienza e urgenza di intervento per l'intero ponte"

10.4 Valutazione TSR seismic per i ponti master

La procedura sopra descritta è stata testata per i tre ponti master di cui si disponeva dei valori di failure probability. I valori di P_f sono, infatti, facilmente ricavabili a partire dalle curve di fragilità, una volta noto il valore di PGA che caratterizza il sito dove sorge l'opera..

Di seguito si riportano i valori del $TSR^{seismic}$ ottenuti per i tre ponti master.

➤ Ponte “Via Diaz”

RT	TI	RF	NBI	AF
0,9	0,9	0,81	0,96	1

Codice	Elemento	P_{failure}	CV	CF	LF	W el. valutati	W el. presenti	ESR
	Spalle rottura a							
C20	taglio	0,284	4	2	7	8	8	11
	Spalle rottura a							
C21	flessione	0,396	4	2	7	8	8	11
	Rottura							
C22	appoggio				8			0
	Scivolamento							
C23	impalcato	0,087	3	4	7	8	8	22

tot elementi valutati	3
tot elementi presenti	3
ΣW el. Valutati	24
ΣW el. Presenti	24
CoF	100
TSR real seismic	21
TSR minimum	21
TSR seismic	21

➤ Ponte “Torrente Maè I”

RT	TI	RF	NBI	AF
0,9	0,9	0,81	0,96	1

Codice	Elemento	P_{failure}	CV	CF	LF	W el. valutati	W el. presenti	ESR
	Spalle rottura a							
C20	taglio	0,429	4	2	7	8	8	11
	Spalle rottura a							
C21	flessione	0,101	4	2	7	8	8	11
	Rottura							
C22	appoggio	0,276	4	2	8	7	7	12
	Scivolamento							
C23	impalcato	0,09	3	4	7	8	8	22

tot elementi valutati	4
tot elementi presenti	4
ΣW el. Valutati	31
ΣW el. Presenti	31
CoF	100
TSR real seismic	20
TSR minimum	20
TSR seismic	20

➤ Cavalcavia S.P. 62

RT	TI	RF	NBI	AF
0,9	0,9	0,81	0,96	1

Codice	Elemento	P_{failure}	CV	CF	LF	W el. valutati	W el. presenti	ESR
	Spalle rottura a							
C20	taglio	0,294	4	2	7	8	8	11
	Spalle rottura a							
C21	flessione	0,008	3	4	7	8	8	22
	Rottura							
C22	appoggio	0,145	4	2	8	7	7	12
	Scivolamento							
C23	impalcato	0,069	3	4	7	8	8	22

tot elementi valutati	4
tot elementi presenti	4
ΣW el. Valutati	31
ΣW el. Presenti	31
CoF	100
TSR real seismic	24
TSR minimum	24
TSR seismic	24

Risulta quindi che il ponte “Torrente Maè I” necessita di un intervento urgente per la messa in sicurezza in caso di evento sismico e di un intervento a breve termine per il ripristino dell’efficienza in presenza di azioni statiche.

Le altre due strutture hanno invece un livello di efficienza nei confronti delle azioni statiche pari a 3 e pari a 2 nei confronti delle azioni sismiche.

10.5 Procedura per la valutazione semplificata di vulnerabilità sismica

La procedura completa per la verifica dell’azione sismica si articola su diversi livelli. Di seguito si riporta uno schema per fasi.

1. Ispezioni visive all’opera con acquisizione dei principali dati relativi a ubicazione, geometria, materiali, carichi agenti, stato di fatto;
2. Definizione per la tipologia di appoggio dell’accelerazione che determina la crisi utilizzando gli abachi riportati al capitolo 6;
3. Definizione del livello di danno a taglio e a momento per le spalle riportati in Appendice A e in Appendice B, ricavati con la procedura descritta al capitolo 7;
4. Costruzione delle curve di fragilità per i diversi livelli di danno per gli appoggi, per il collasso per taglio e per il collasso per flessione seguendo la procedura riportata al capitolo 9;
5. Individuazione della PGA per cui si vuole valutare la vulnerabilità sismica, con la procedura descritta nel par. 10.2;
6. Applicazione dell’algoritmo per il calcolo del $TSR^{seismic}$ (par. 10.3) e quantificazione del livello di urgenza dell’intervento.

Sfruttando questa procedura è possibile elaborare una lista di strutture in funzione della priorità di intervento sia nei confronti delle azioni statiche sia nei confronti delle azioni sismiche, in modo da ottimizzare l'allocazione delle risorse economiche a disposizione per la messa in sicurezza e l'adeguamento delle strutture esistenti

CONCLUSIONI

Il problema della valutazione dello stato di consistenza di una struttura esistente, effettuata in forma adeguata ad esprimere un giudizio sulla sua capacità a svolgere le funzioni per cui è stata costruita, gioca evidentemente un ruolo determinante nell'ambito della conservazione e dell'adeguamento delle strutture esistenti. Il contributo che si vuole dare con l'introduzione di questa nuova metodologia di valutazione semplificata di vulnerabilità sismica dei principali elementi che determinano la risposta alle azioni sismiche di un ponte, è quello di fornire all'intero problema un inquadramento metodologico quanto più possibile oggettivo ed affidabile.

Durante il processo di elaborazione di un algoritmo da integrare al sistema di bridge management I.Br.I.D. si sono ricavati alcuni importanti risultati.

I principali risultati ottenuti relativamente alle analisi parametriche sono stati gli abachi che esprimono il danno a taglio o a momento al variare dell'accelerazione spettrale al sito.

Dagli abachi si nota come strutture snelle siano soggette a livelli di danno molto maggiori rispetto a strutture tozze.

Per quanto riguarda le analisi a taglio si nota come a migliorare la resistenza sia non solo la presenza di armatura a taglio, seppure in percentuali ridotte, ma anche la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo. Anche in assenza di specifica armatura a taglio, infatti, passare da una resistenza di 15 MPa ad una resistenza di 40

MPa, consente di spostarsi nel caso ad esempio di ponti con spalle alte 6 m e luce di 10 m, da valori danno maggiori di 1 a valori minori, passando quindi da strutture che necessitano di adeguamento a strutture similmente affidabili.

Inoltre per quanto riguarda i grafici riguardanti il danno dovuto al taglio, occorre precisare che le rette nei grafici rappresentano gli elementi con percentuale di armatura longitudinale pari a 0,3%. Si è, infatti, osservato che la retta rappresentante l'andamento del campione con armatura longitudinale pari allo 0,3% si trovava sempre in posizione intermedia rispetto alle altre due (quella relativa ad elementi con armatura longitudinale pari a 0,1% e quelli con armatura longitudinale pari a 0,5%).

Anche per quanto riguarda le analisi a momento si nota come a migliorare la resistenza sia non solo la presenza di armatura, seppure in percentuali ridotte, ma anche la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo.

Per quanto riguarda gli appoggi si è osservato che i dispositivi più sicuri sono quelli in acciaio, poiché rispetto a quelli in neoprene, a parità di luce dell'impalcato, entrano in crisi per valori di accelerazione al suolo maggiori. Per gli appoggi in acciaio, inoltre, hanno importanza nella determinazione dell'accelerazione di crisi le caratteristiche del materiale; gli acciai ad alta resistenza offrono, infatti, maggiore resistenza, entrando in crisi per valori di S_a maggiori rispetto a quelli che inducono la crisi negli acciai a minor resistenza.

Per gli appoggi ad attrito invece si è osservato che la resistenza o meno nei confronti delle azioni sismiche, è interamente demandata alle dimensioni geometriche degli elementi posti a contatto. Notevole importanza riveste però anche il materiale di cui sono costituite le due superfici, che influenza il coefficiente d'attrito. Si è, infatti, osservato, che a parità di tutte le caratteristiche geometriche e fisiche, e di accelerazione

attesa al suolo, la probabilità di eccedere un determinato valore di danno decresce con l'aumentare del coefficiente di attrito. Si avrà quindi un rischio maggiore di collasso nel caso di attrito acciaio - acciaio e un rischio minore per attrito cls - cls, con valori intermedi tra i due casi per attrito cls - acciaio.

Per quanto riguarda infine l'applicazione dell'algoritmo per la valutazione dell'affidabilità statica e sismica ai tre ponti master, si è osservato come l'intervento di adeguamento sismico sia sempre più urgente rispetto al ripristino della struttura nei confronti delle azioni statiche, questo trova una spiegazione nel fatto che l'attenzione a questo problema si è sviluppata in Italia solo in anni recenti.

Questo lavoro è stato condotto imponendo alcune semplificazioni che, se rimosse, possono portare ad ulteriori sviluppi.

Una prima semplificazione è stata la decisione di riferirsi ad accelerazioni al suolo fino ad un valore di 0,5g, in quanto in Italia le accelerazioni attese al suolo non superano questo valore, ma nel resto del mondo si sono registrati valori di PGA fino a 2g. Pertanto è possibile estendere le analisi per altri valori di accelerazione al suolo.

Un'ulteriore semplificazione è stata l'utilizzo dell'analisi statica equivalente per le spalle, poiché il numero di elementi da analizzare (oltre 20000 spalle) non permetteva l'utilizzo di software commerciali per l'analisi statica non lineare (push over). Si potrebbe, utilizzando programmi tipo Open Sees, condurre analisi non lineari parametriche sul campione individuato, in modo da poter avere una modellazione della risposta più precisa.

Infine per quanto riguarda la definizione dei performance level per la rottura a flessione si è deciso di considerare solo lo stato limite ultimo di collasso. In questo caso però tale

procedura è stata una semplificazione voluta e non una necessità indotta come nel caso della definizione dei performance level per la rottura a taglio.

Il danno per momento può, infatti, essere definito attraverso i quattro performance level individuati in generale. La procedura HAZUS fornisce dei valori di duttilità (rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento a snervamento) per ciascuno dei quattro livelli di danno. Per poter però correlare la duttilità con il danno per momento, sarebbe necessario condurre delle analisi non lineari, che tengano conto anche degli effetti del secondo ordine e che associno ad ogni valore di duttilità un valore di danno dato dal rapporto tra momento sollecitante e momento resistente. Visto il notevole campione da analizzare, si è scelto di non procedere ad analisi non lineari sul singolo manufatto, ma di generalizzare la procedura facendo riferimento al solo livello di danno completo.

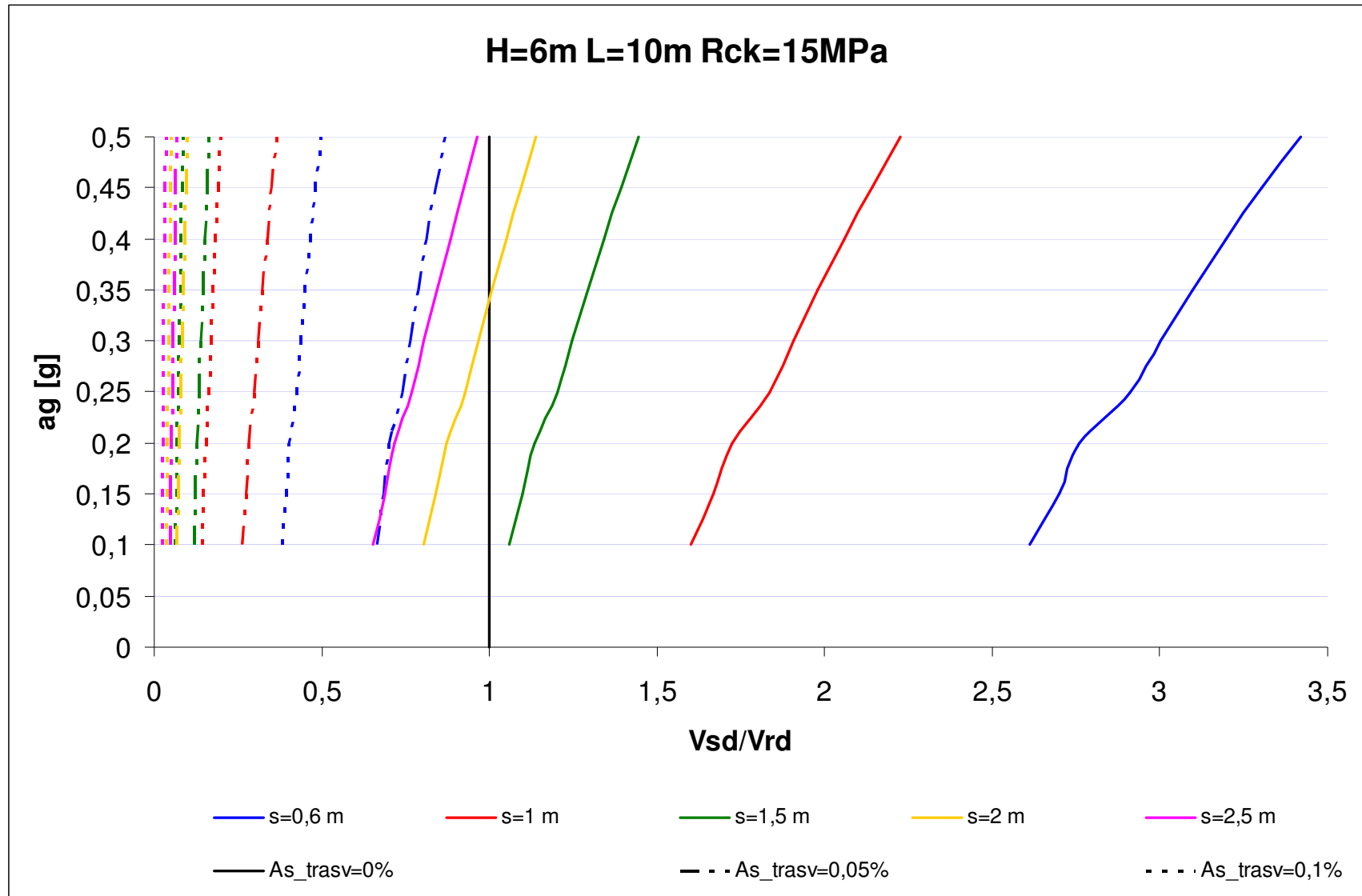
Nonostante questi possibili sviluppi si ritiene che gli abachi forniti per valutare l'entità del danno per taglio e per flessione sulla spalla possano dare una misura immediata e di facile comprensione del problema di ciascuna struttura. Tali grafici richiedono, infatti, la conoscenza di pochi dati di facile reperimento per poter avere un'indicazione delle condizioni di stabilità del ponte nei confronti dell'azione sismica.

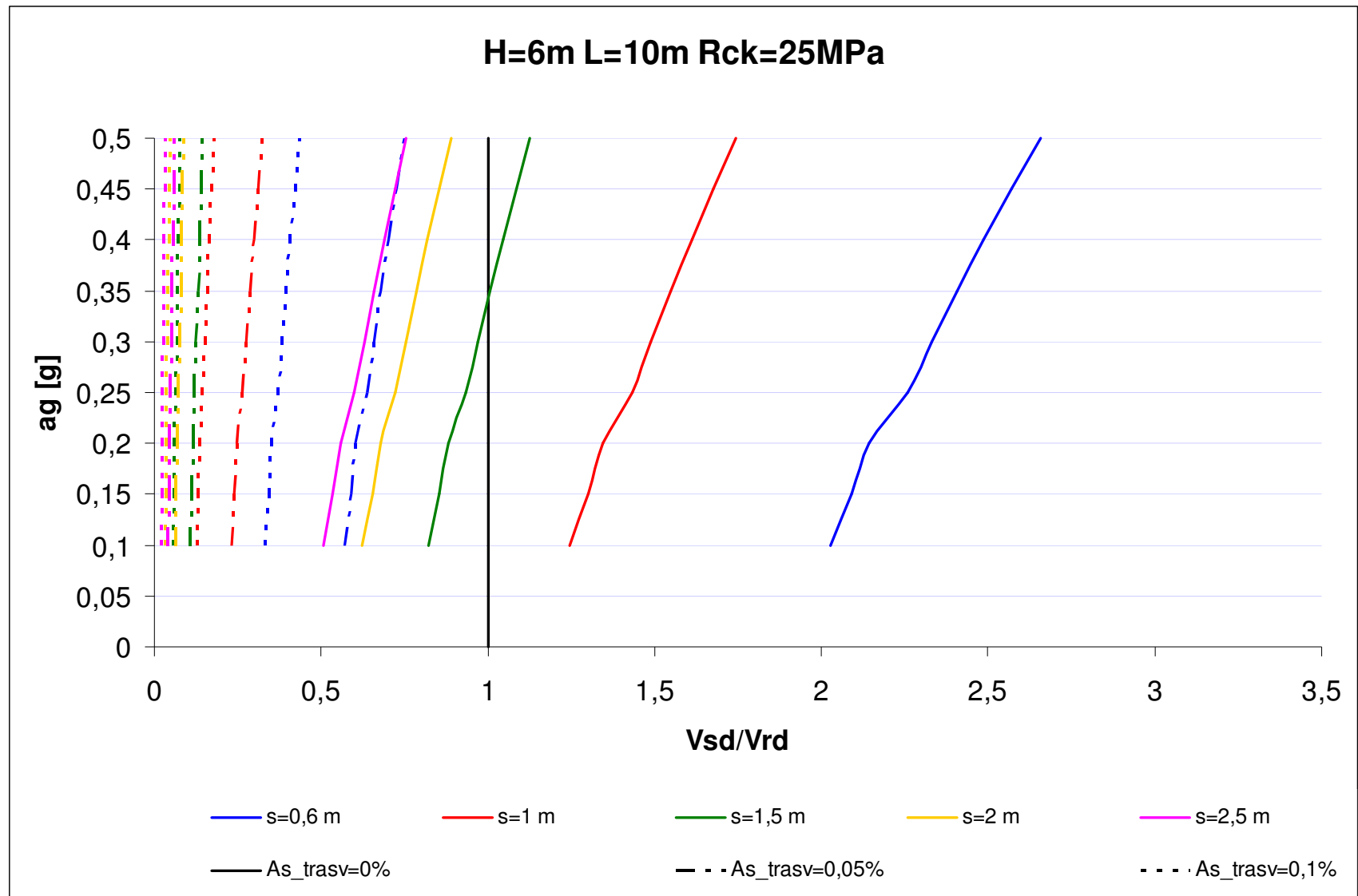
Questi affiancati a una procedura matematico - statica un po' più complessa (curve di fragilità) consentono di ottenere un valore di probabilità di crisi specifico per ciascuna struttura e per ciascun performance level. Con questi valori poi la valutazione semplificata di vulnerabilità sismica è immediata grazie all'uso dell'algoritmo introdotto nella parte finale del presente elaborato.

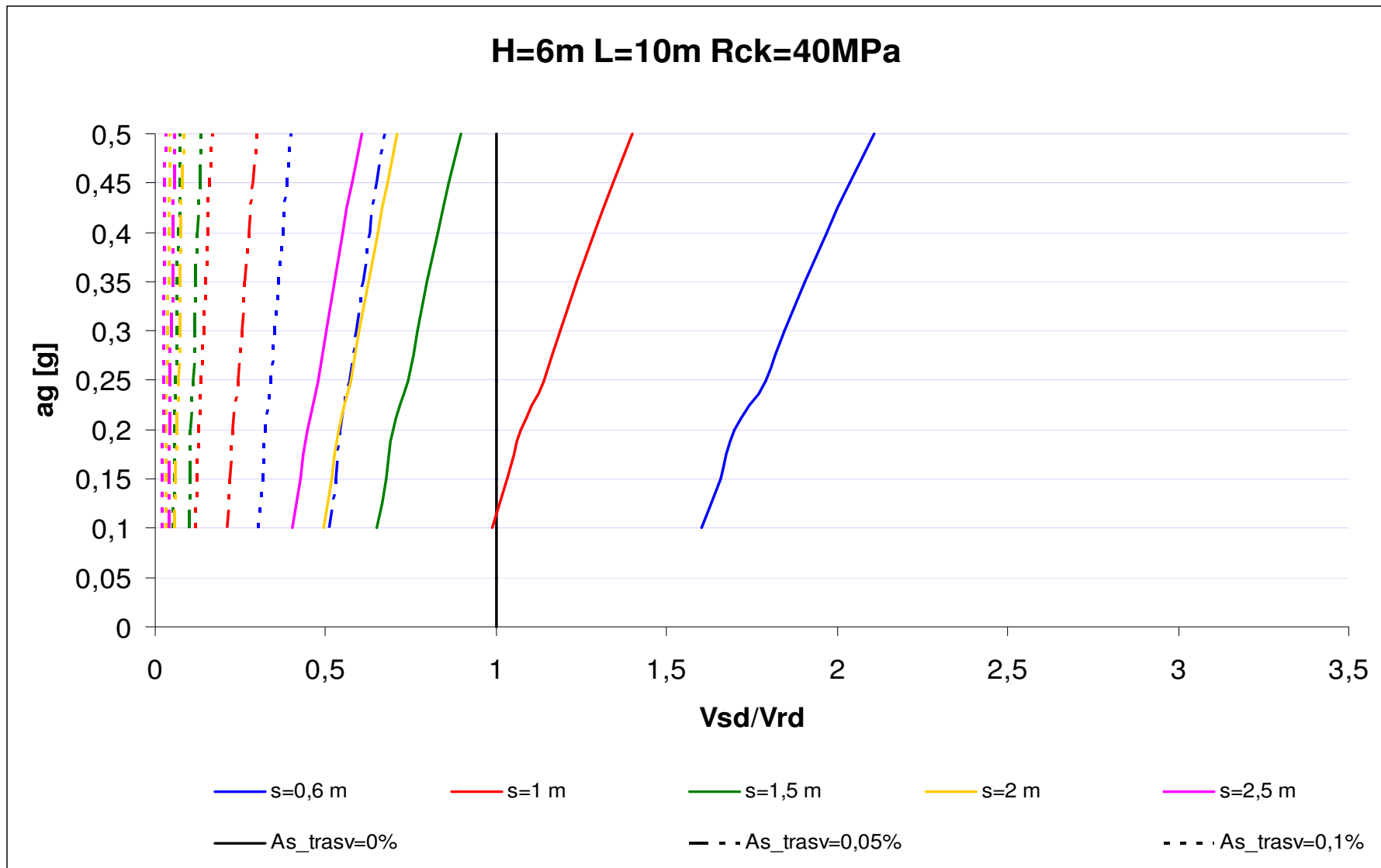
APPENDICI

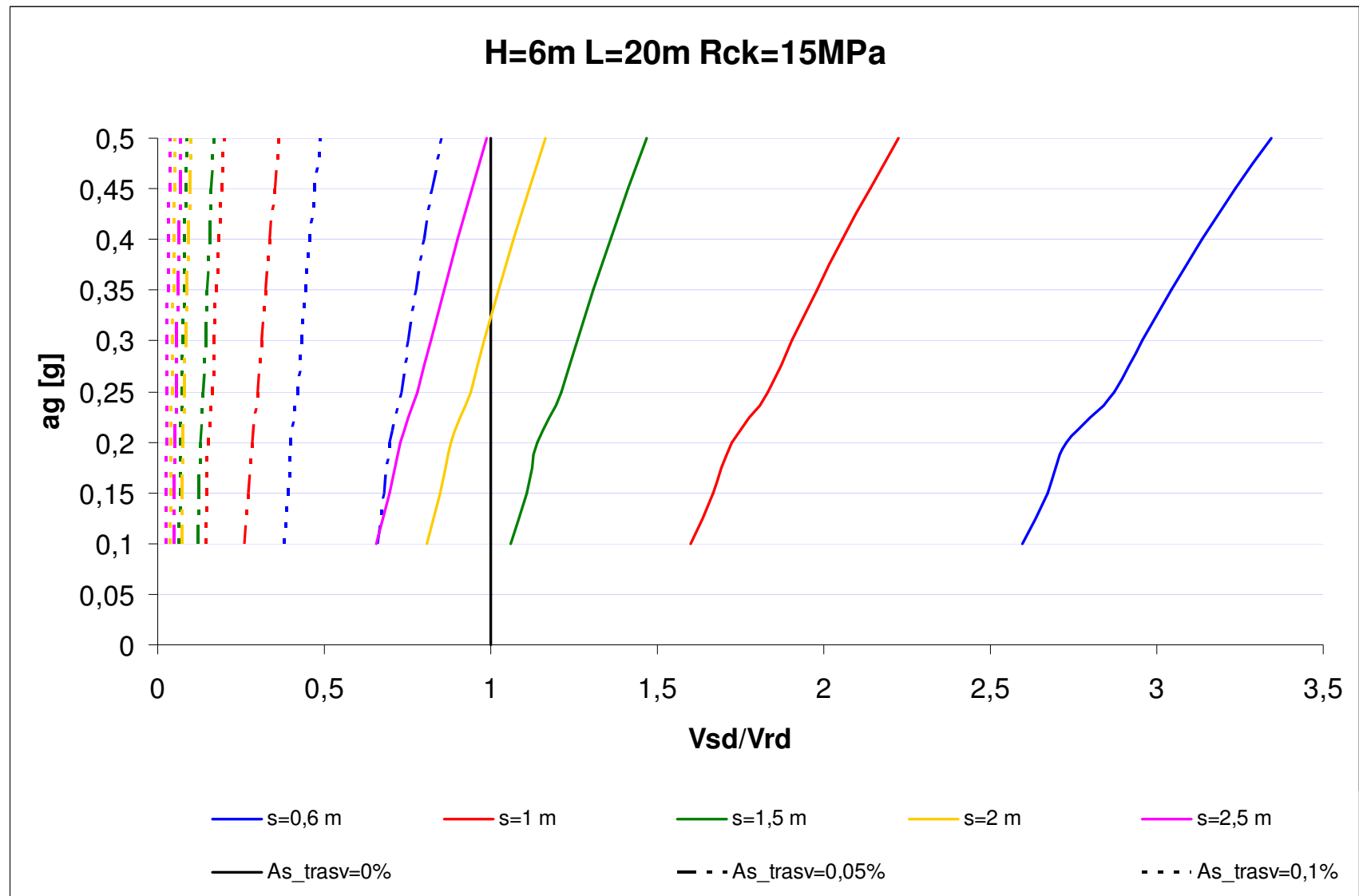
APPENDICE A

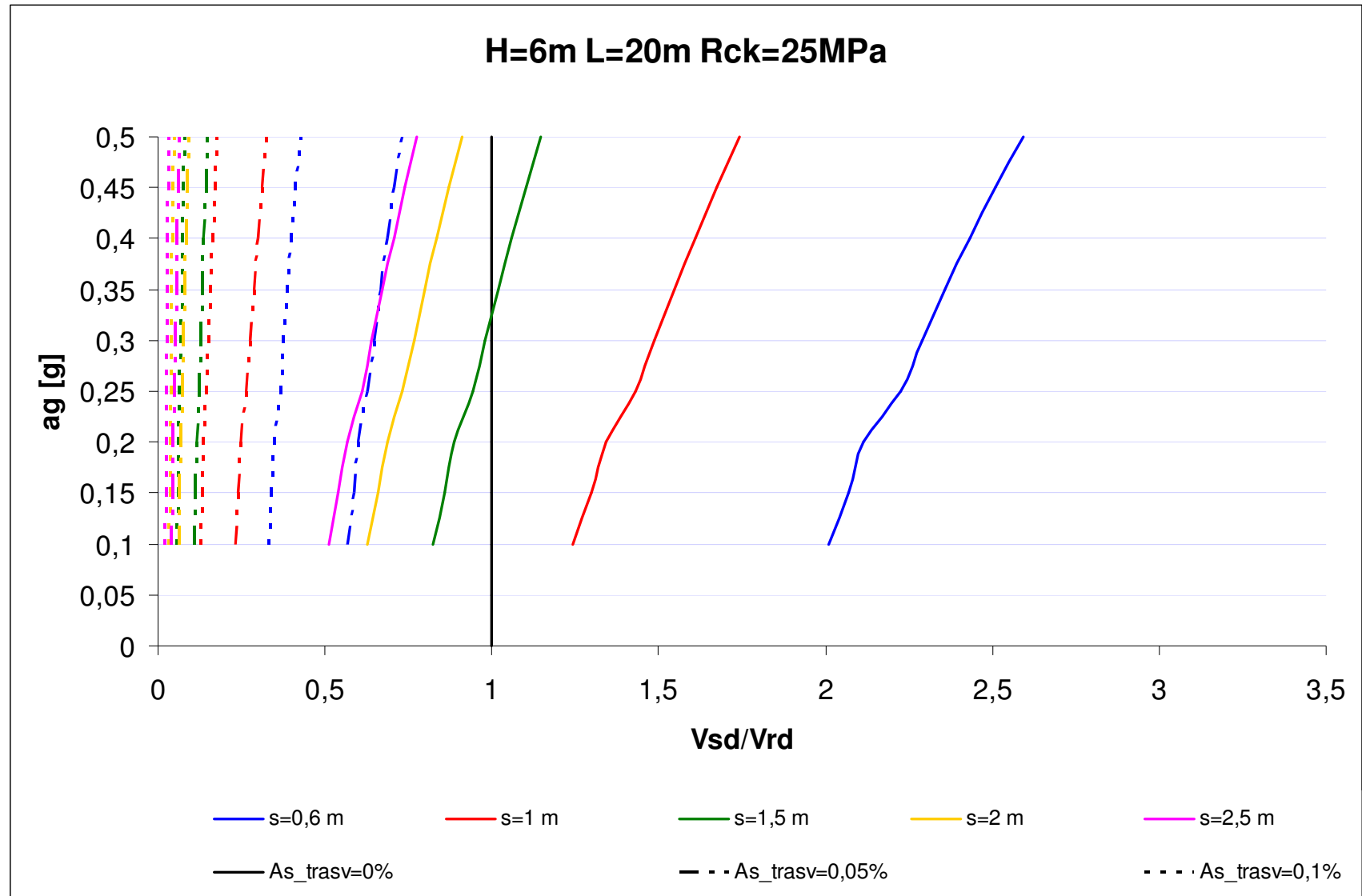
GRAFICI DI SINTESI PER LA VULNERABILITA' SISMICA DELLE SPALLE A TAGLIO

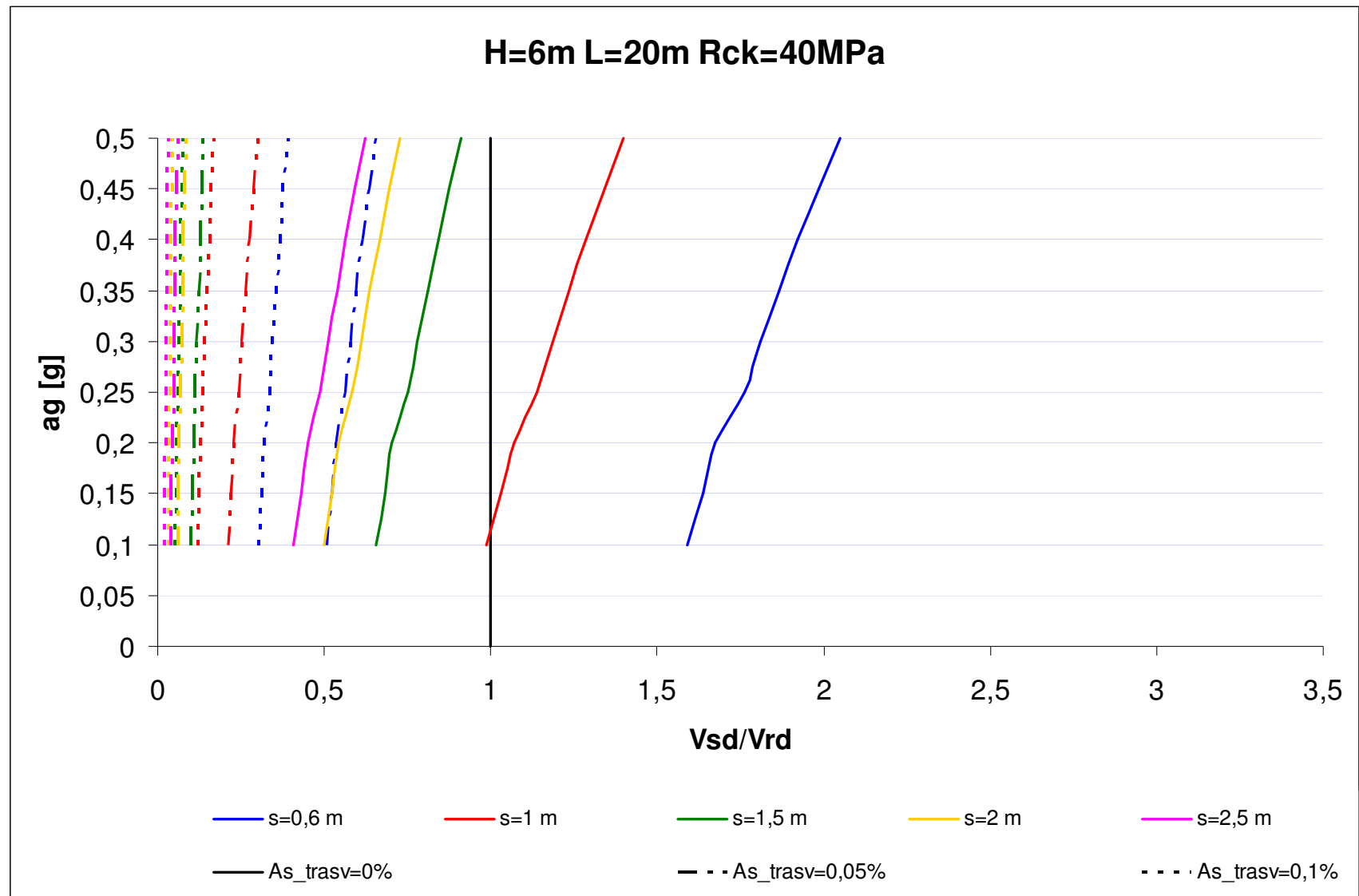


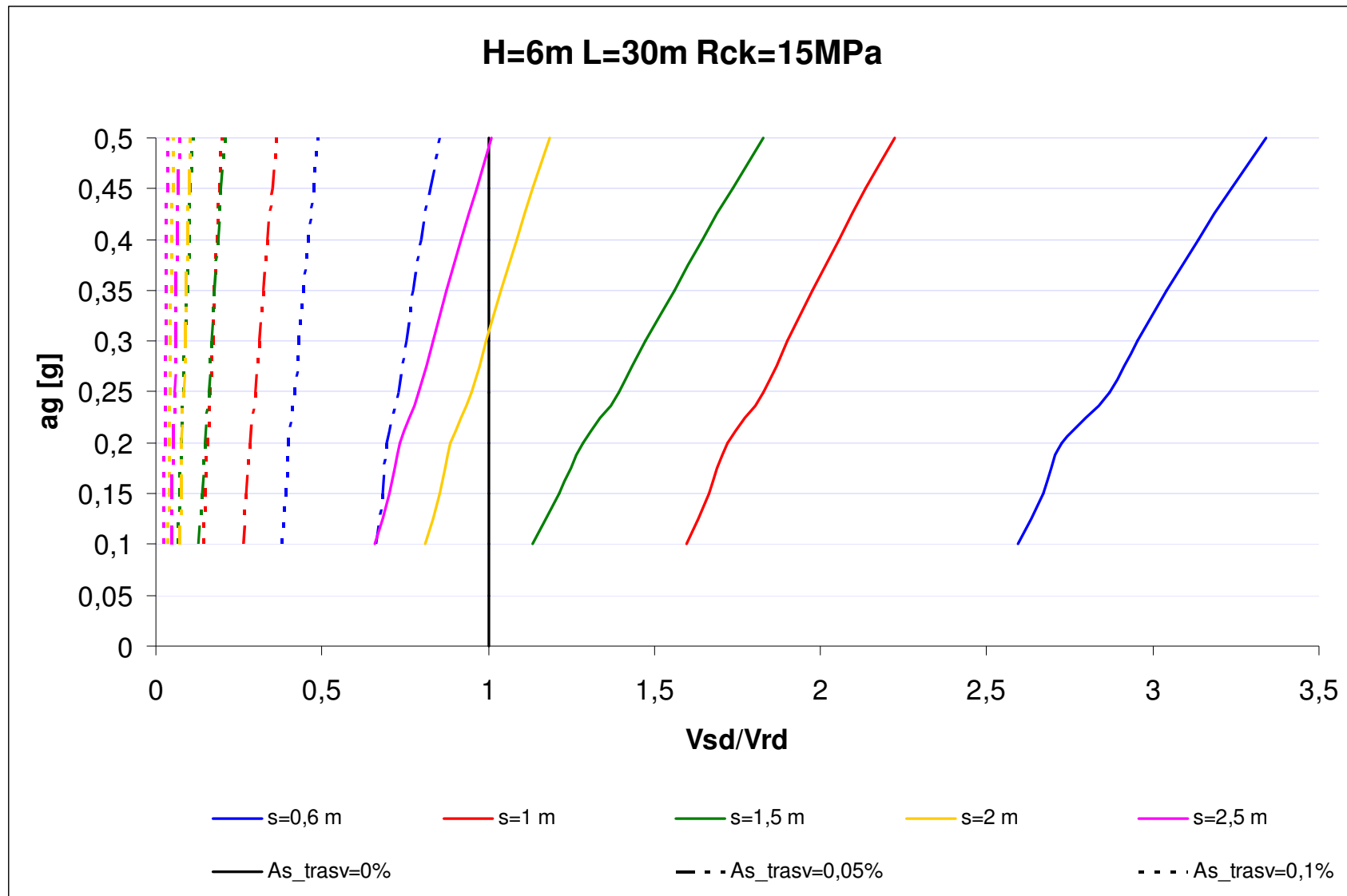


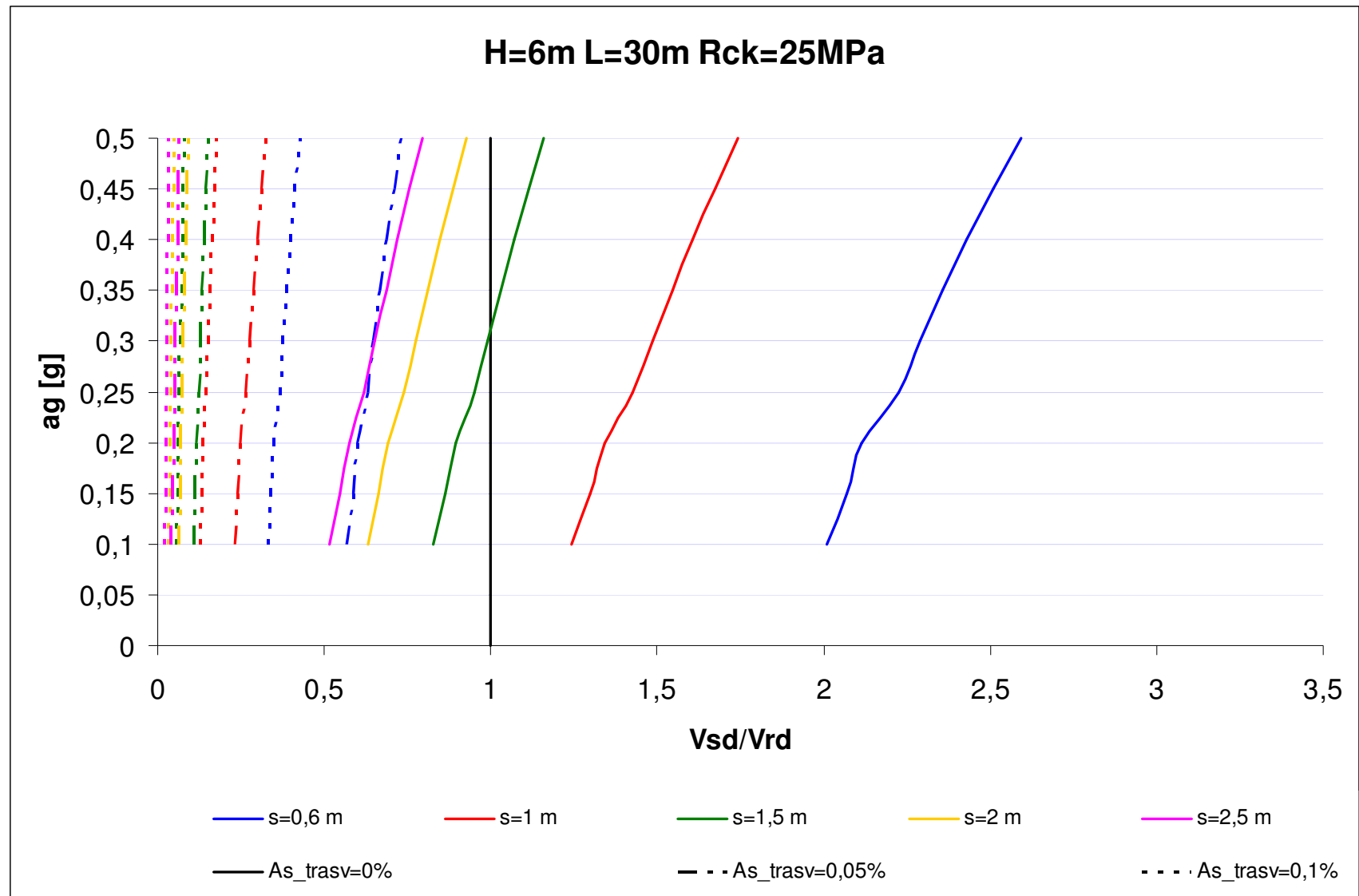


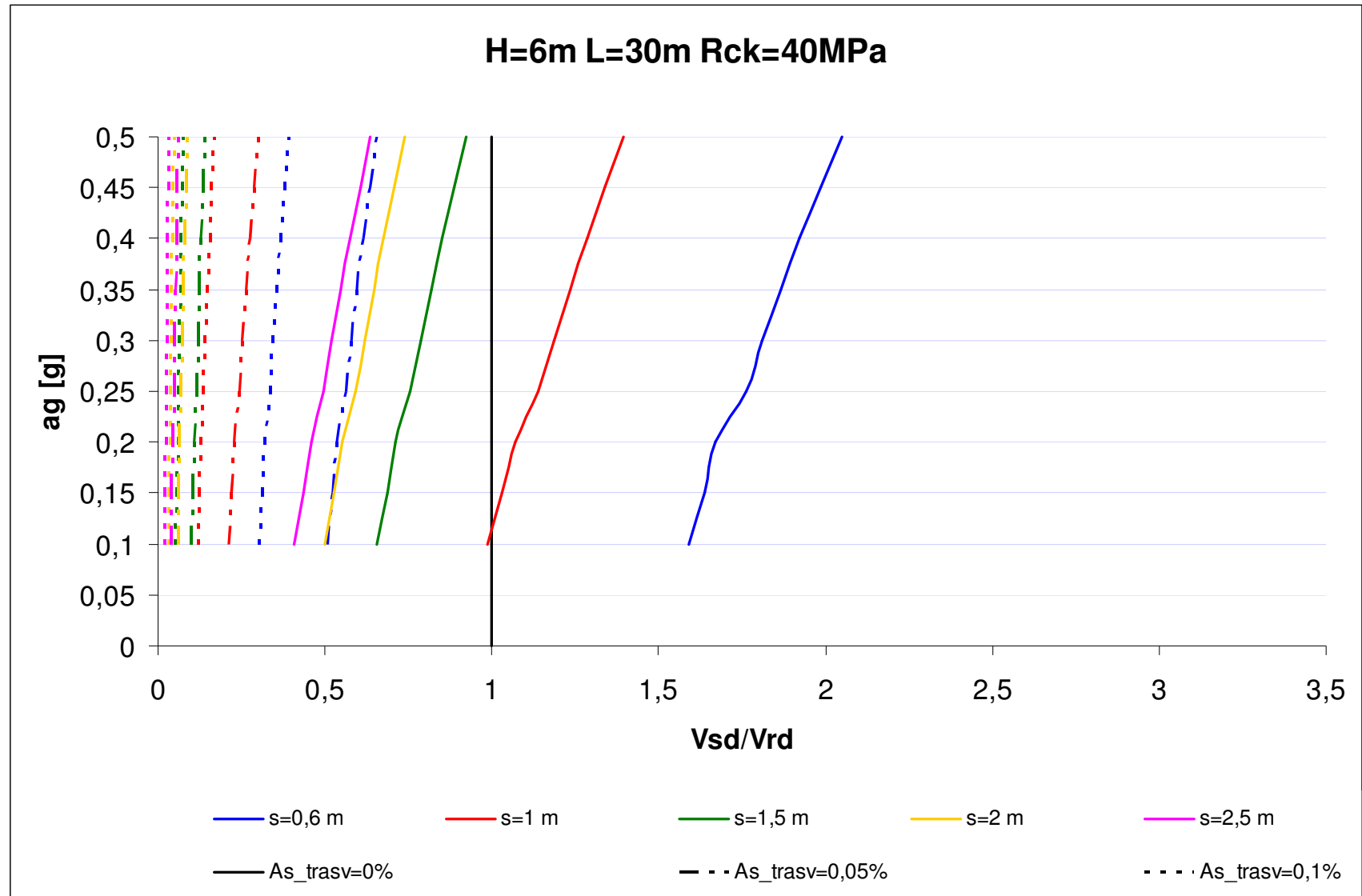


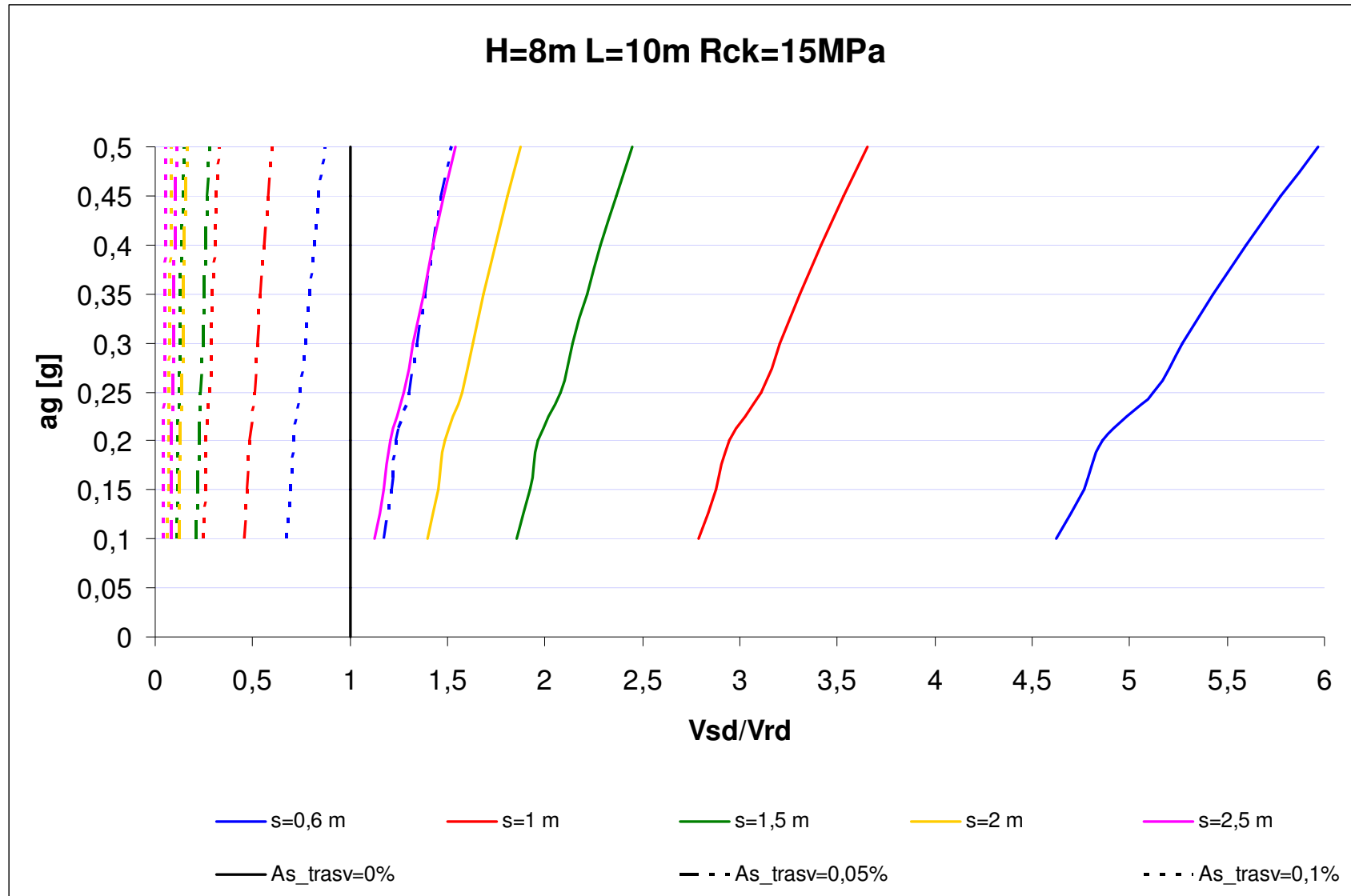


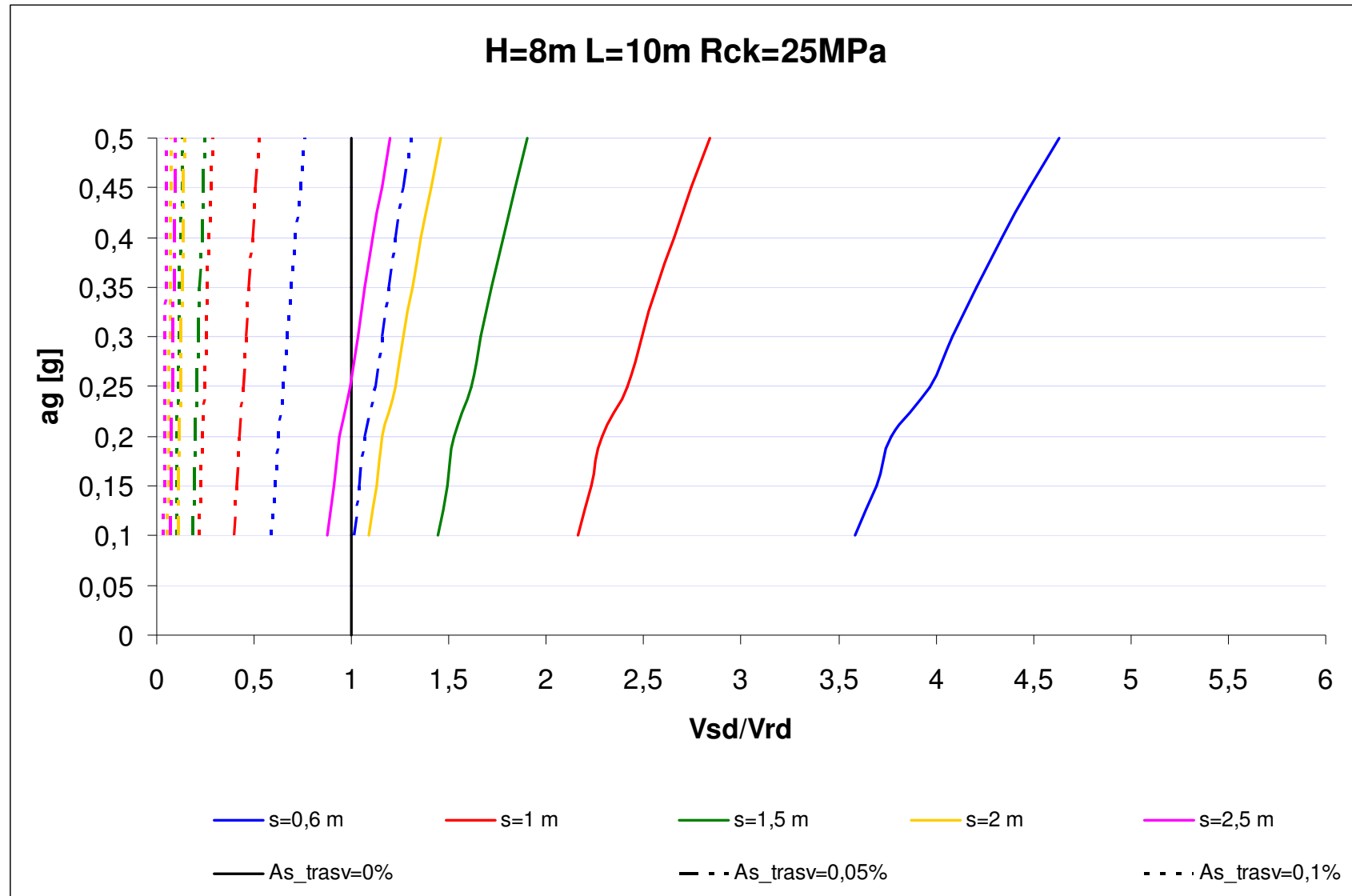


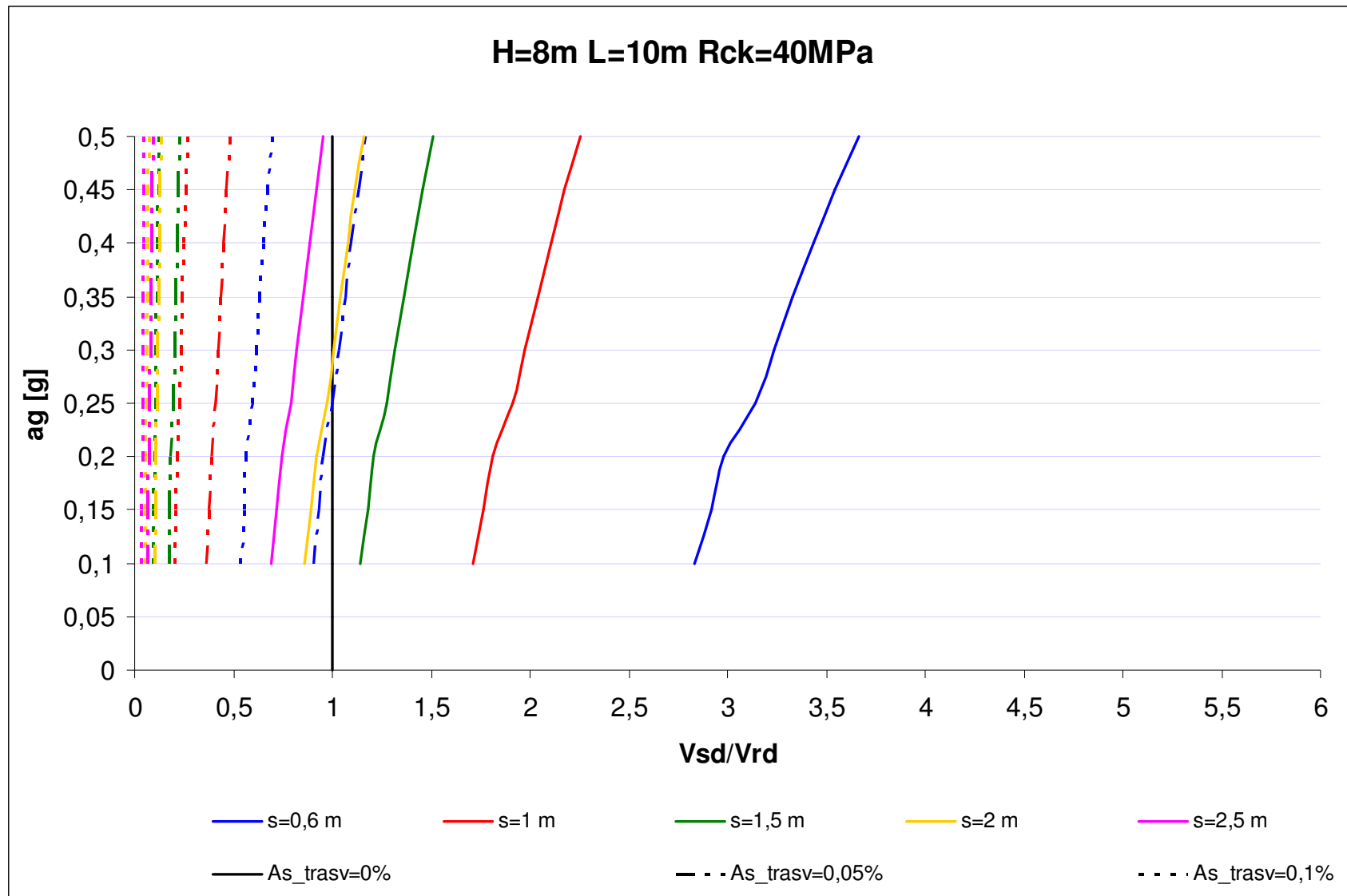


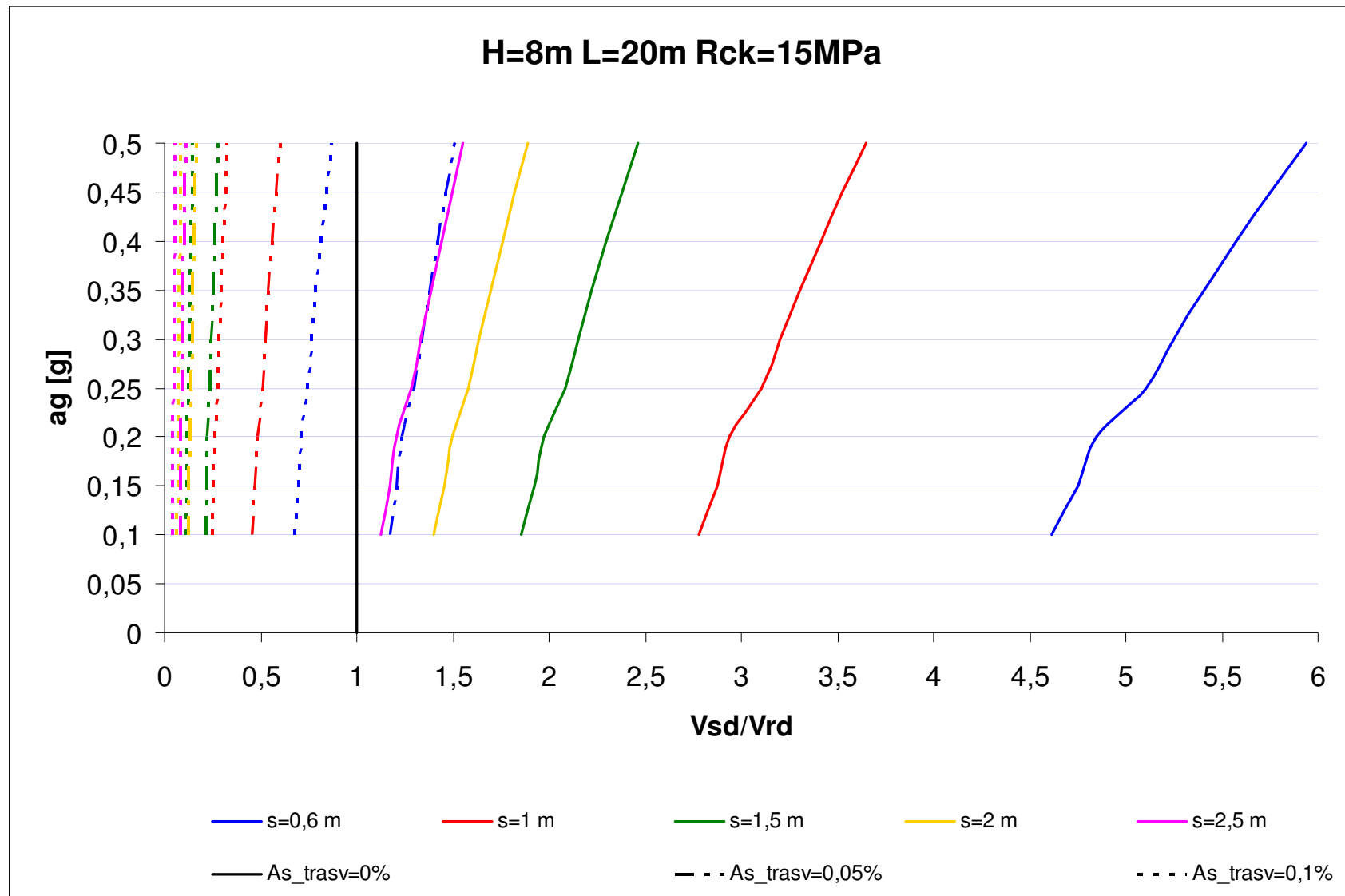


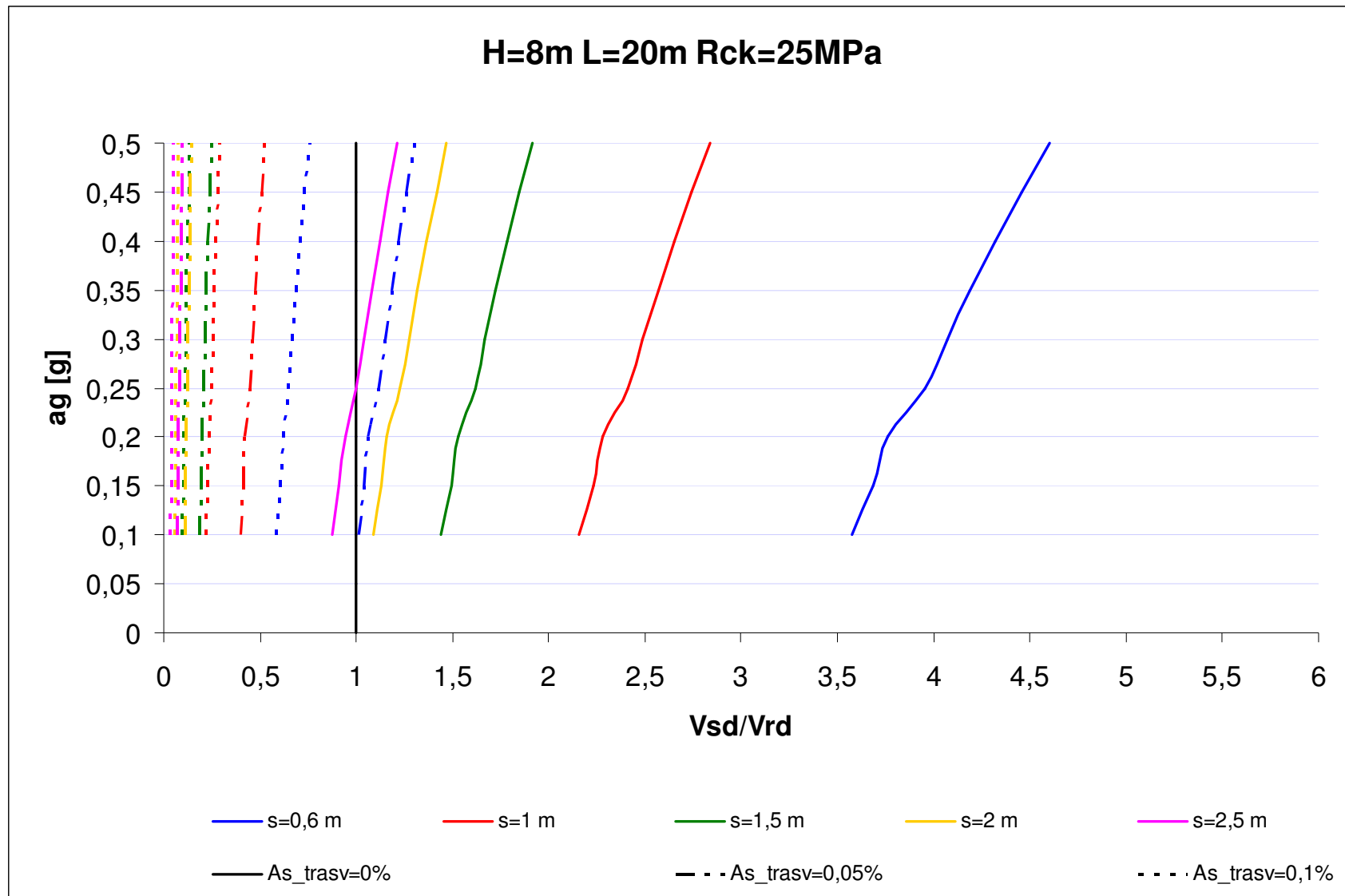


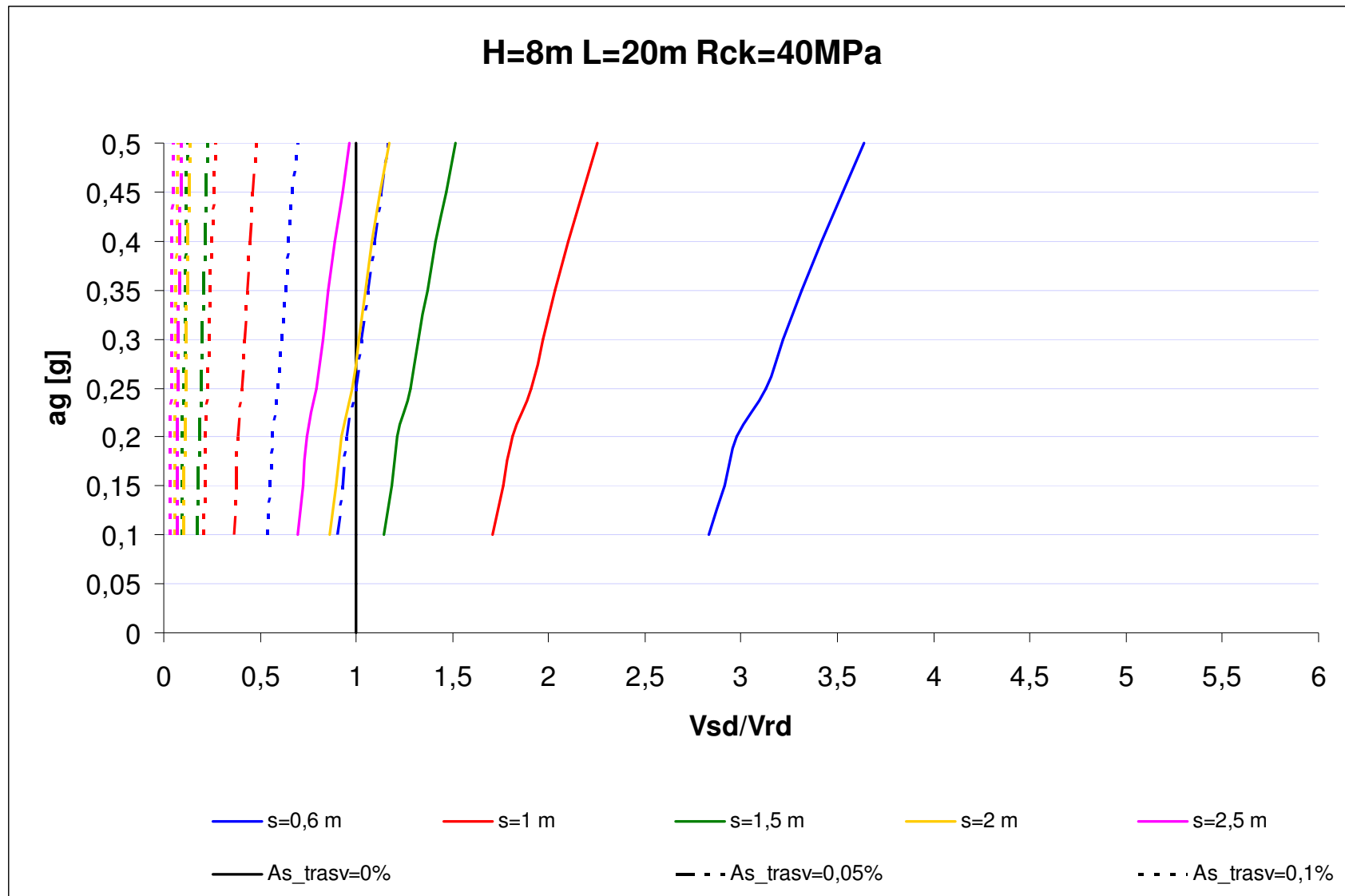


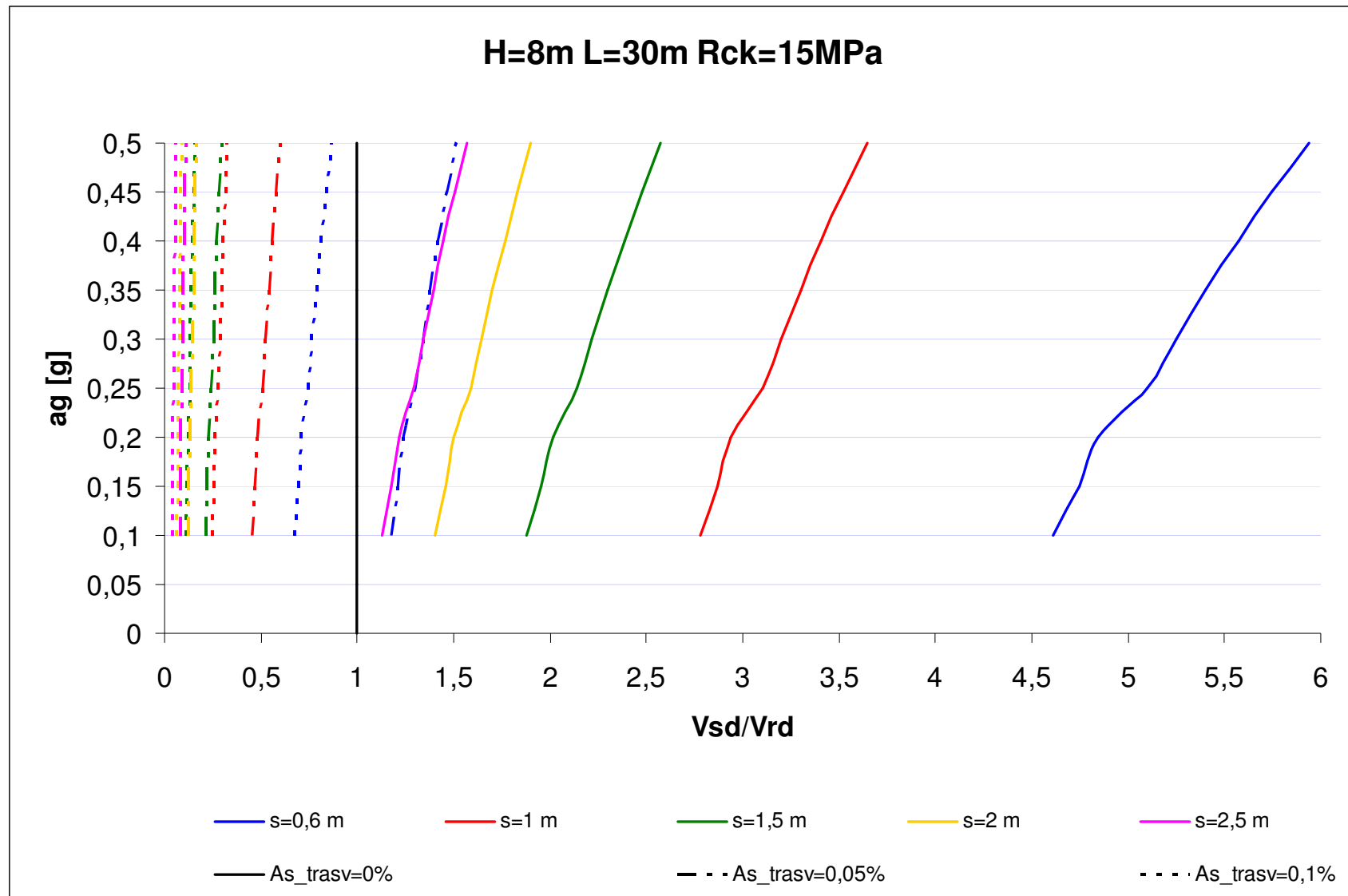


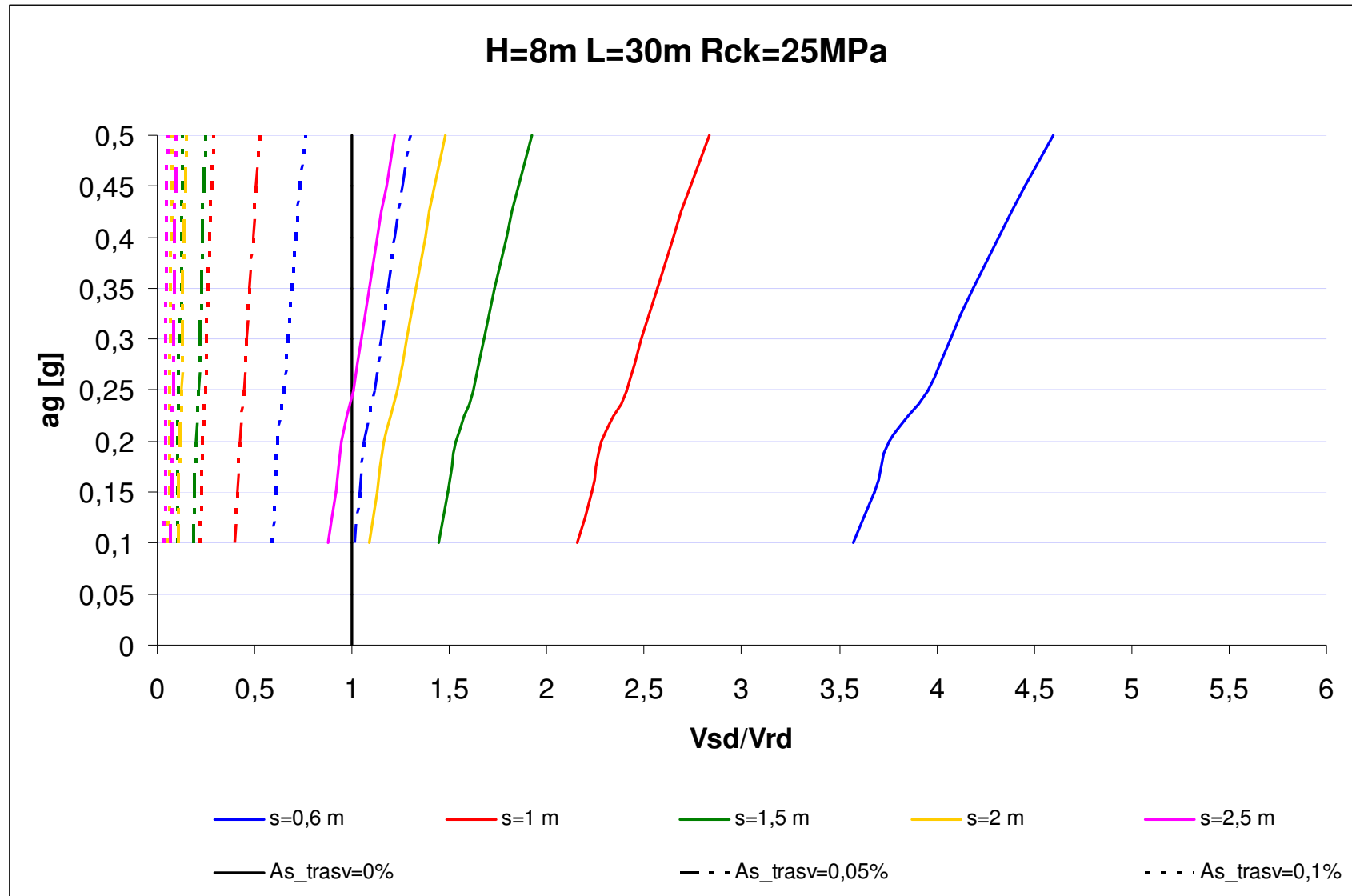


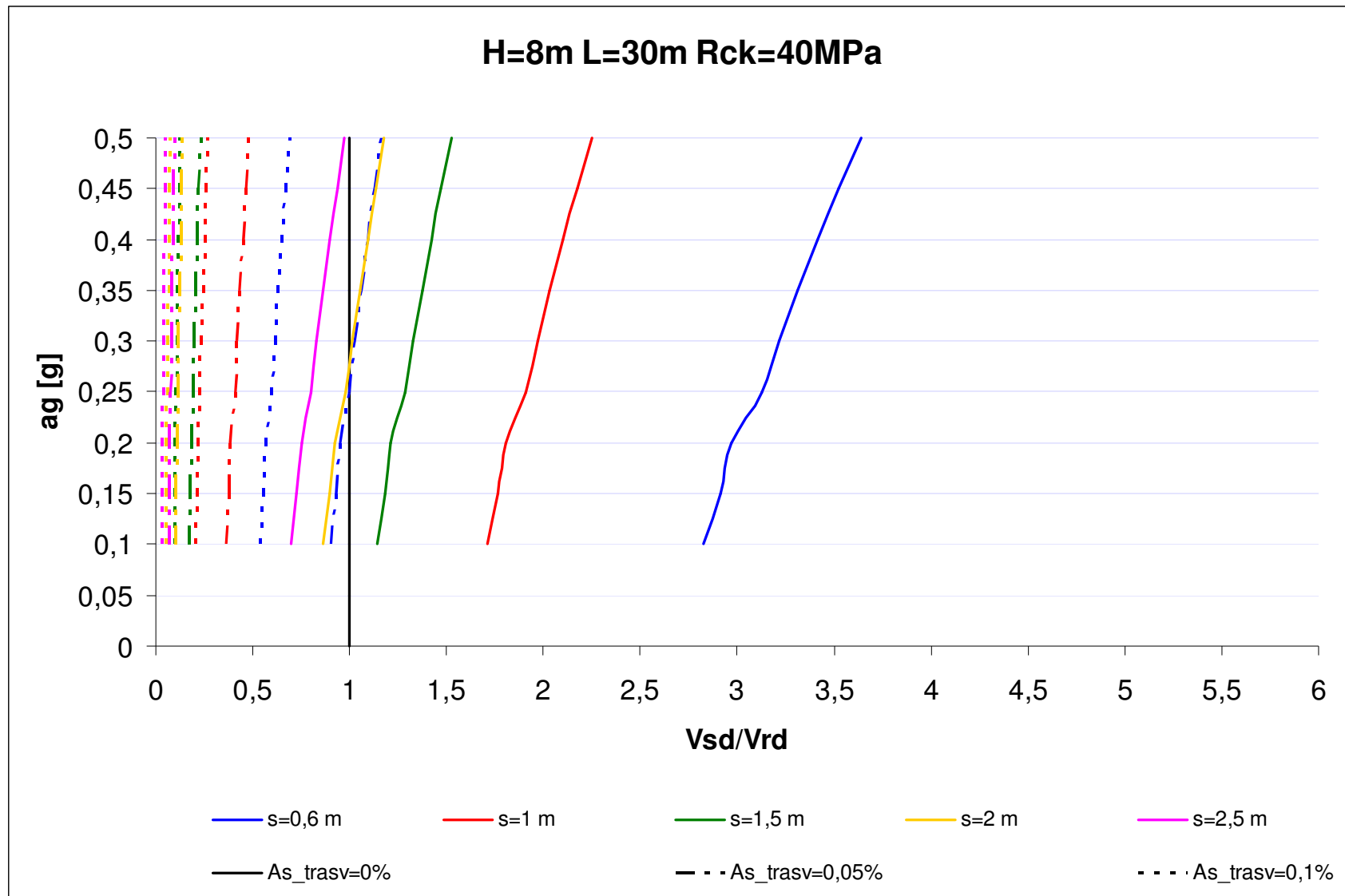


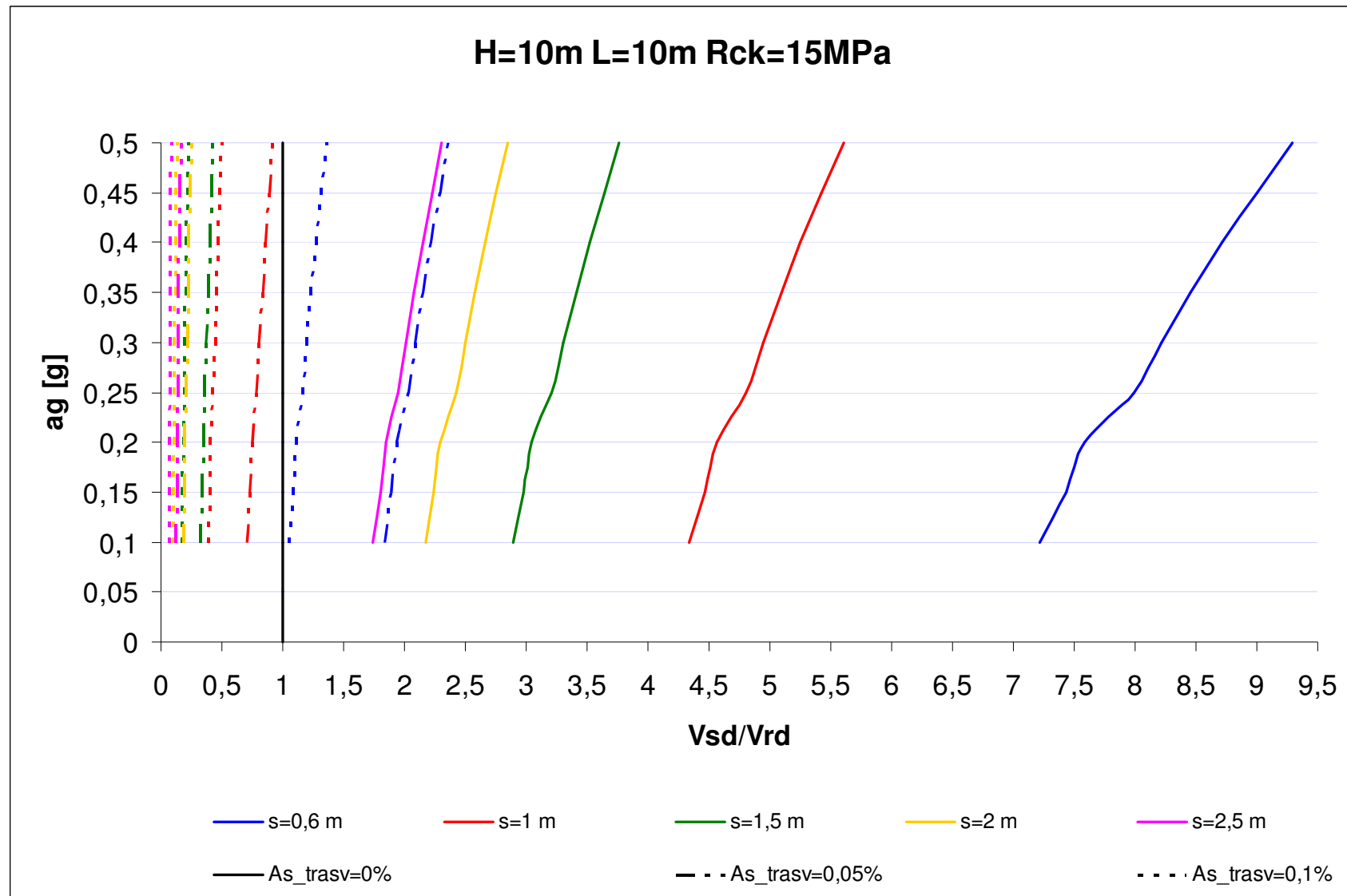


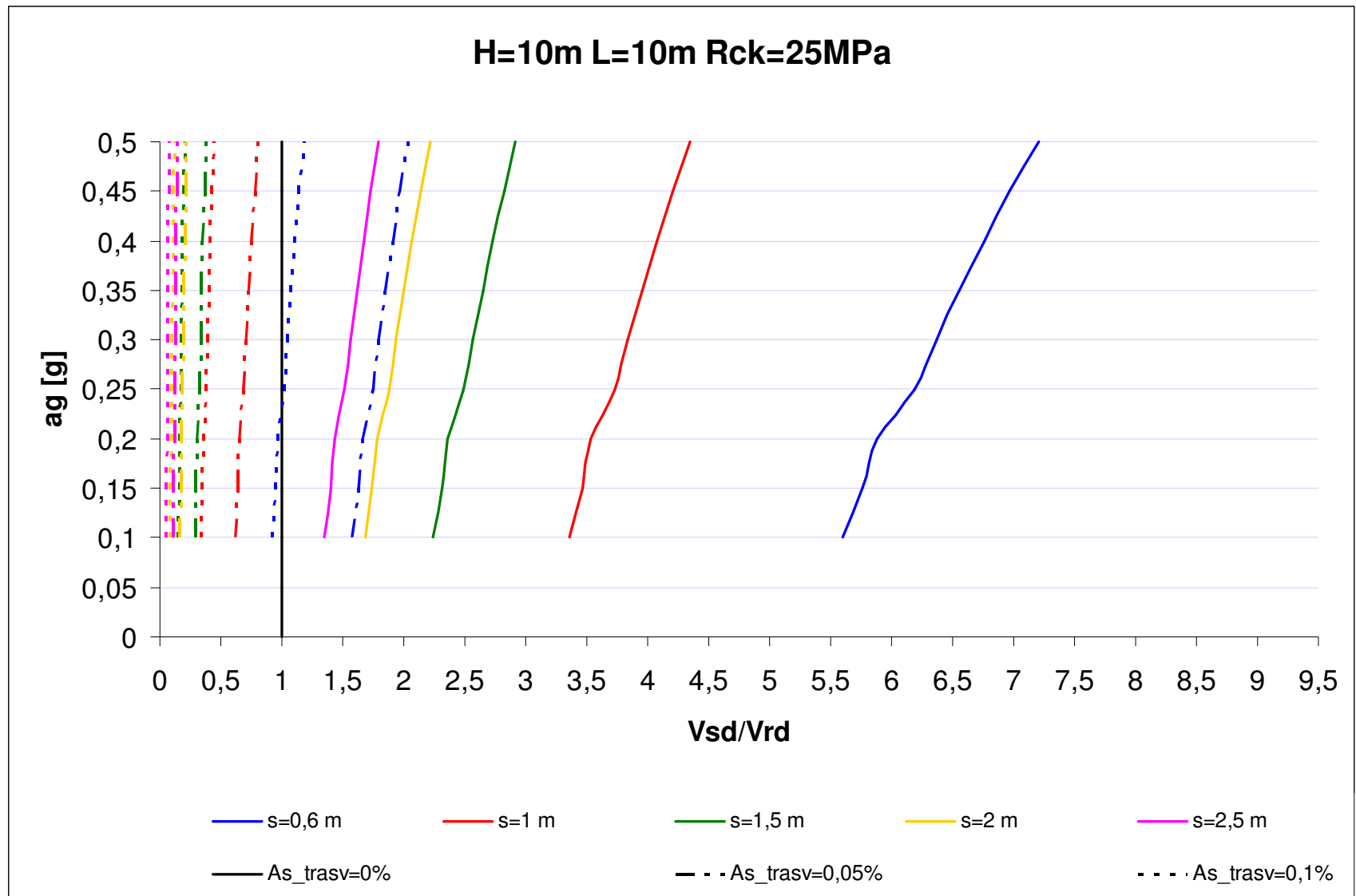


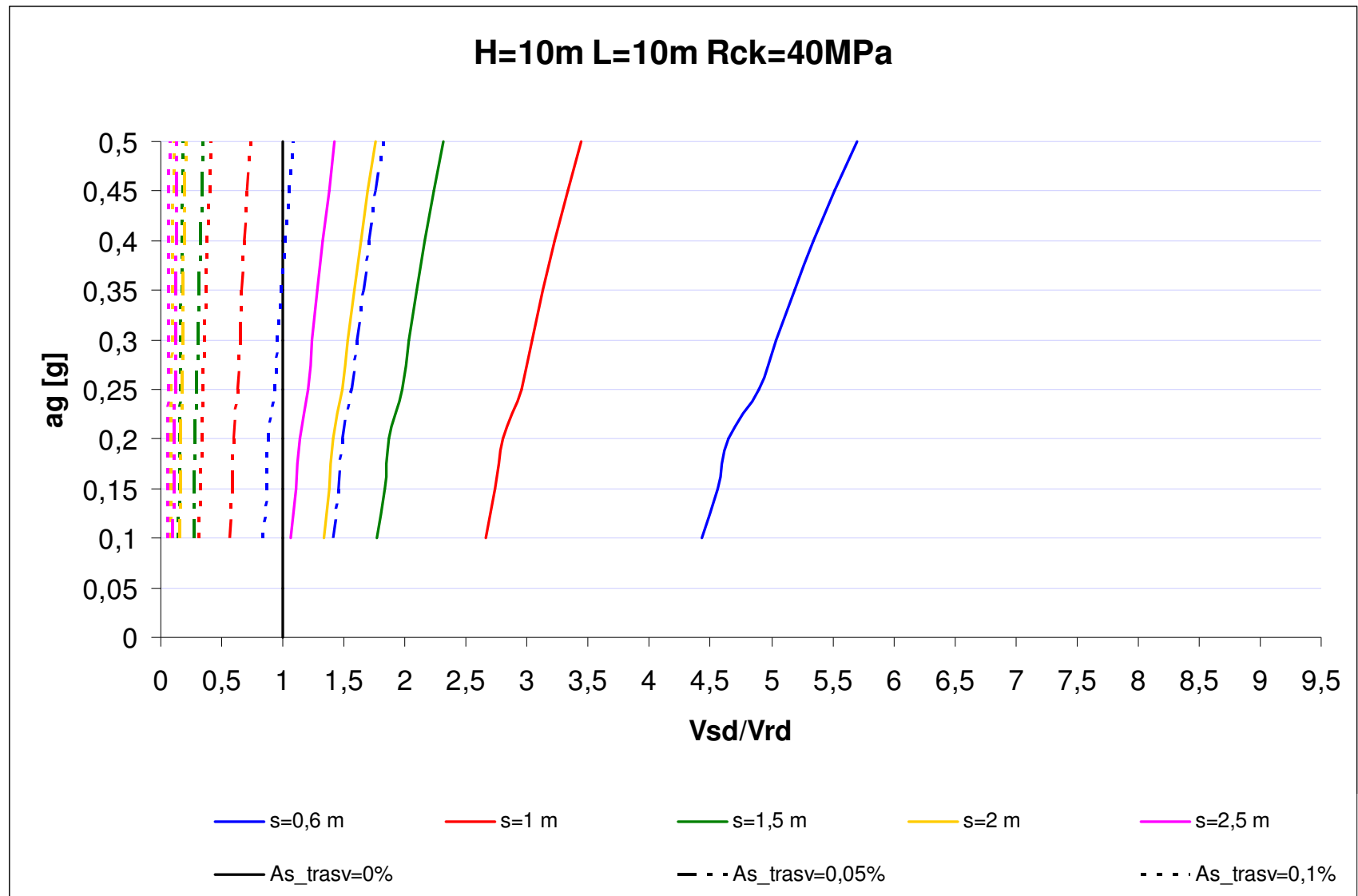


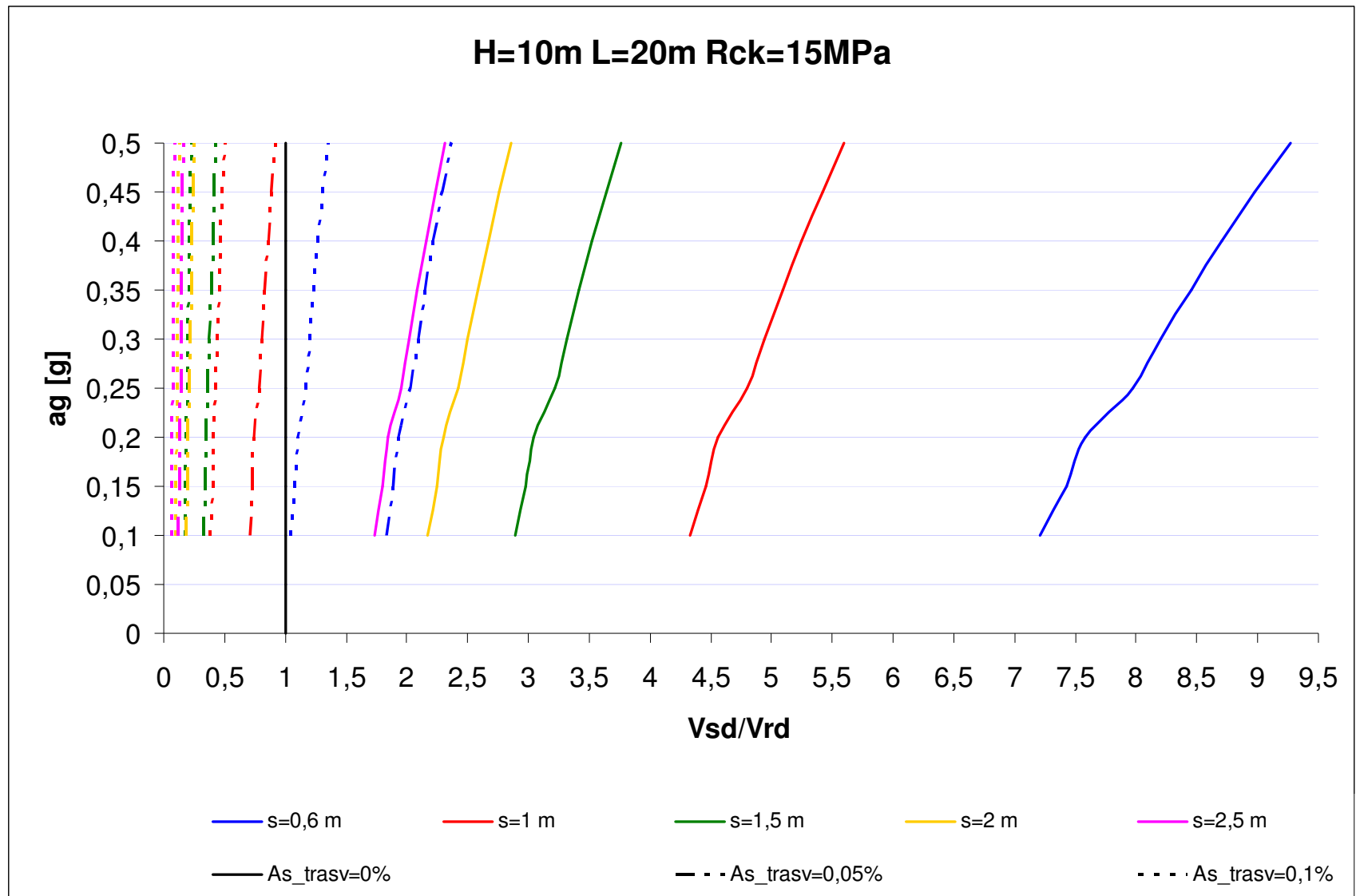


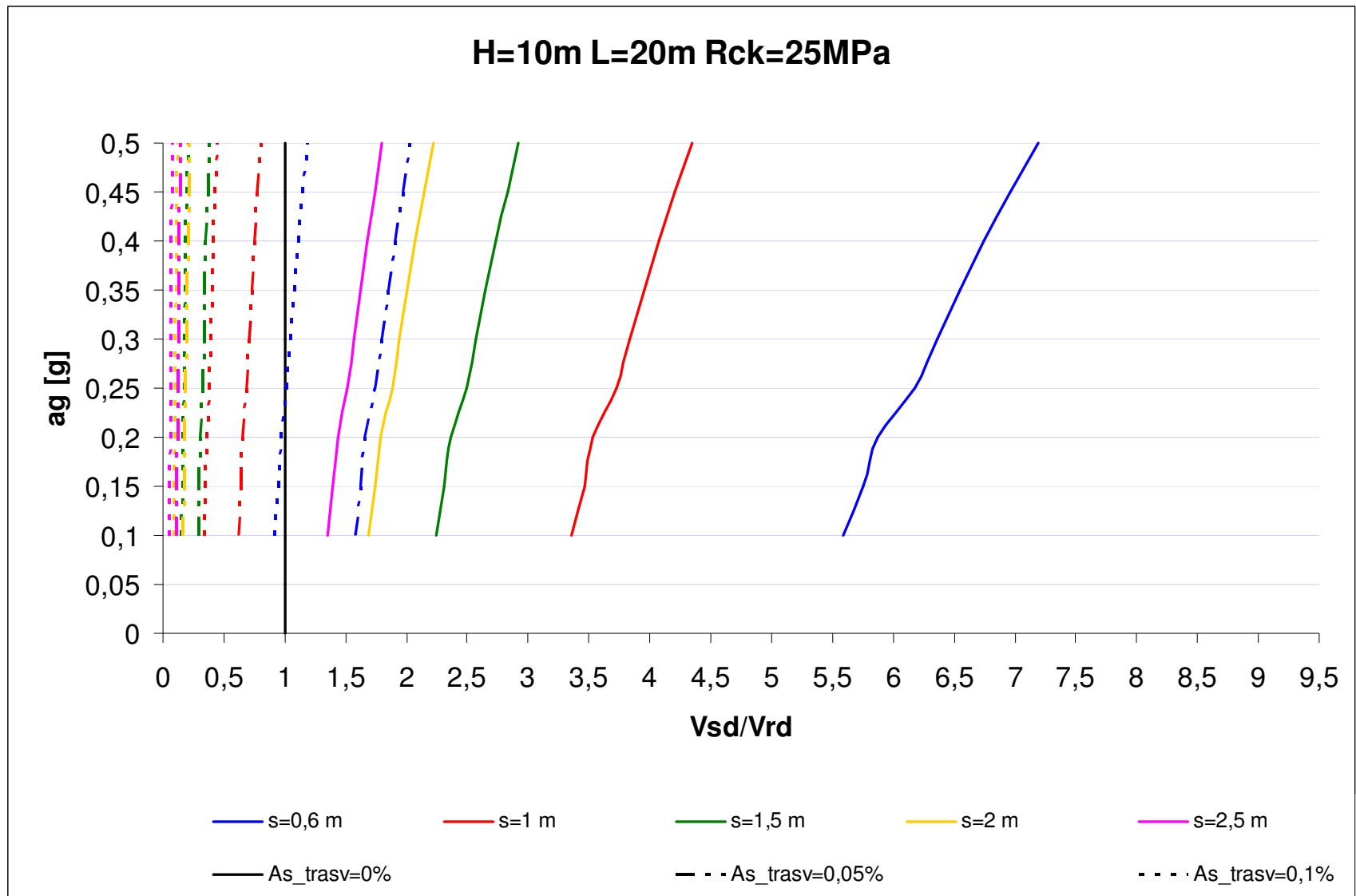


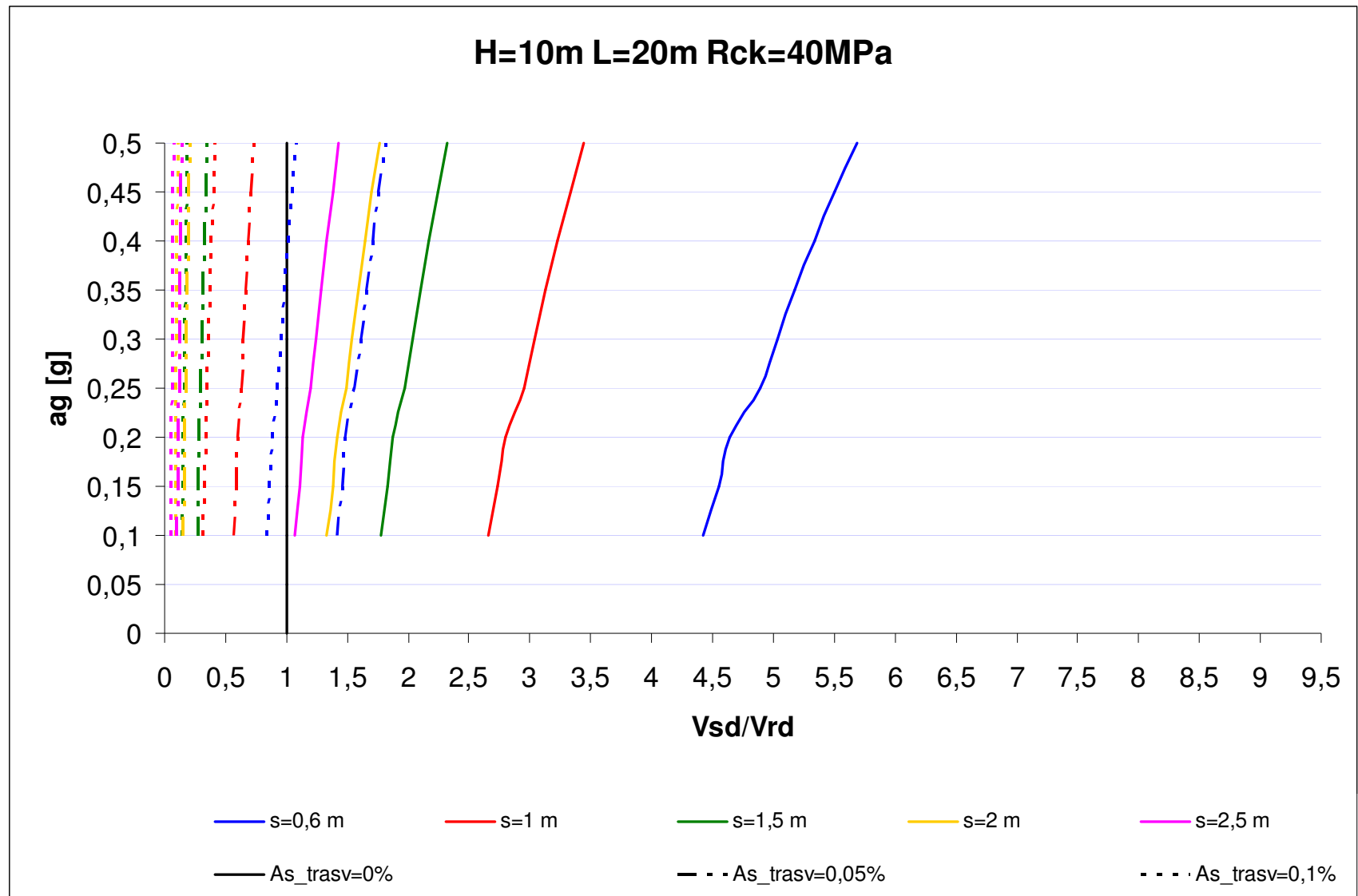


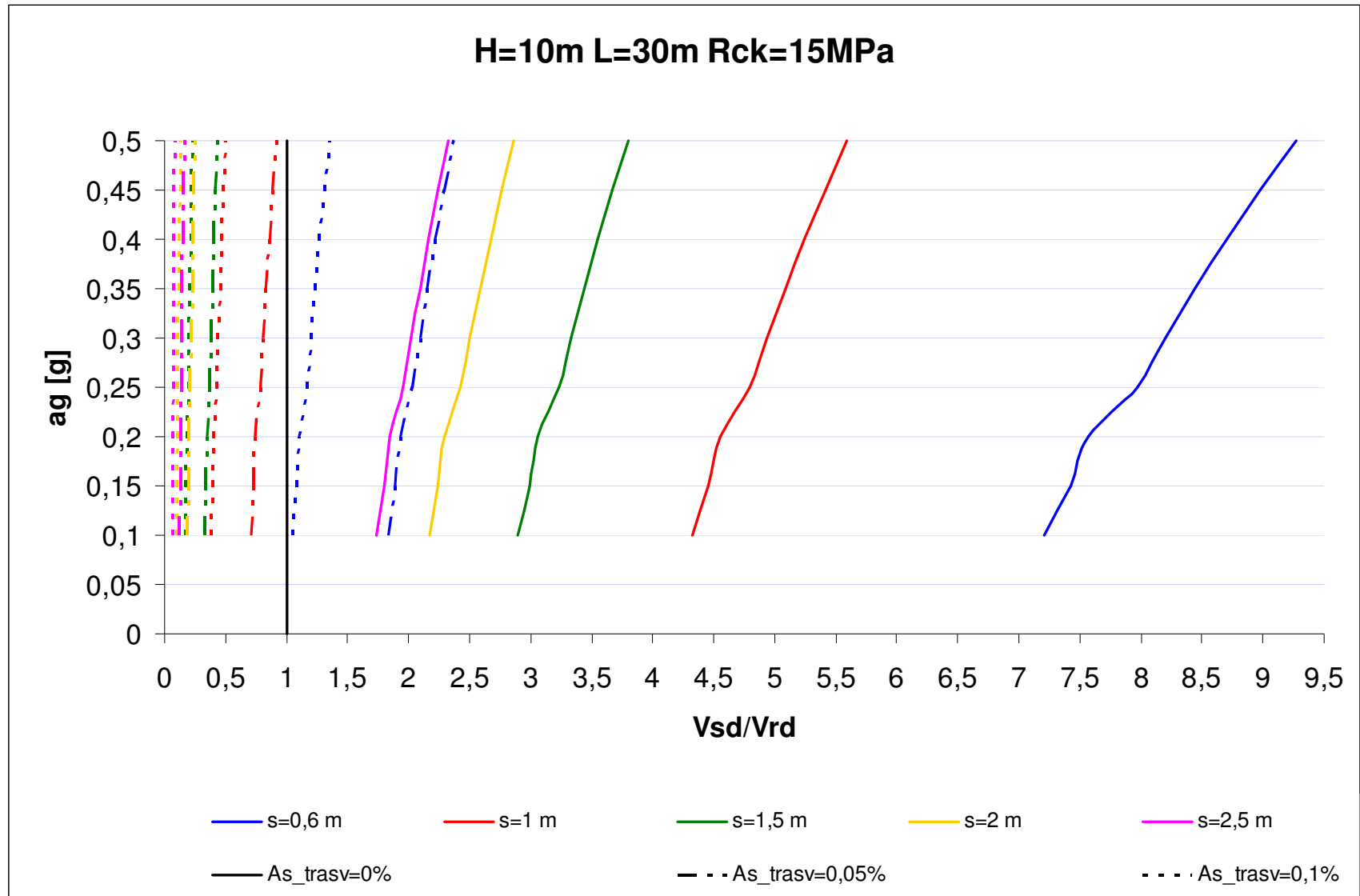


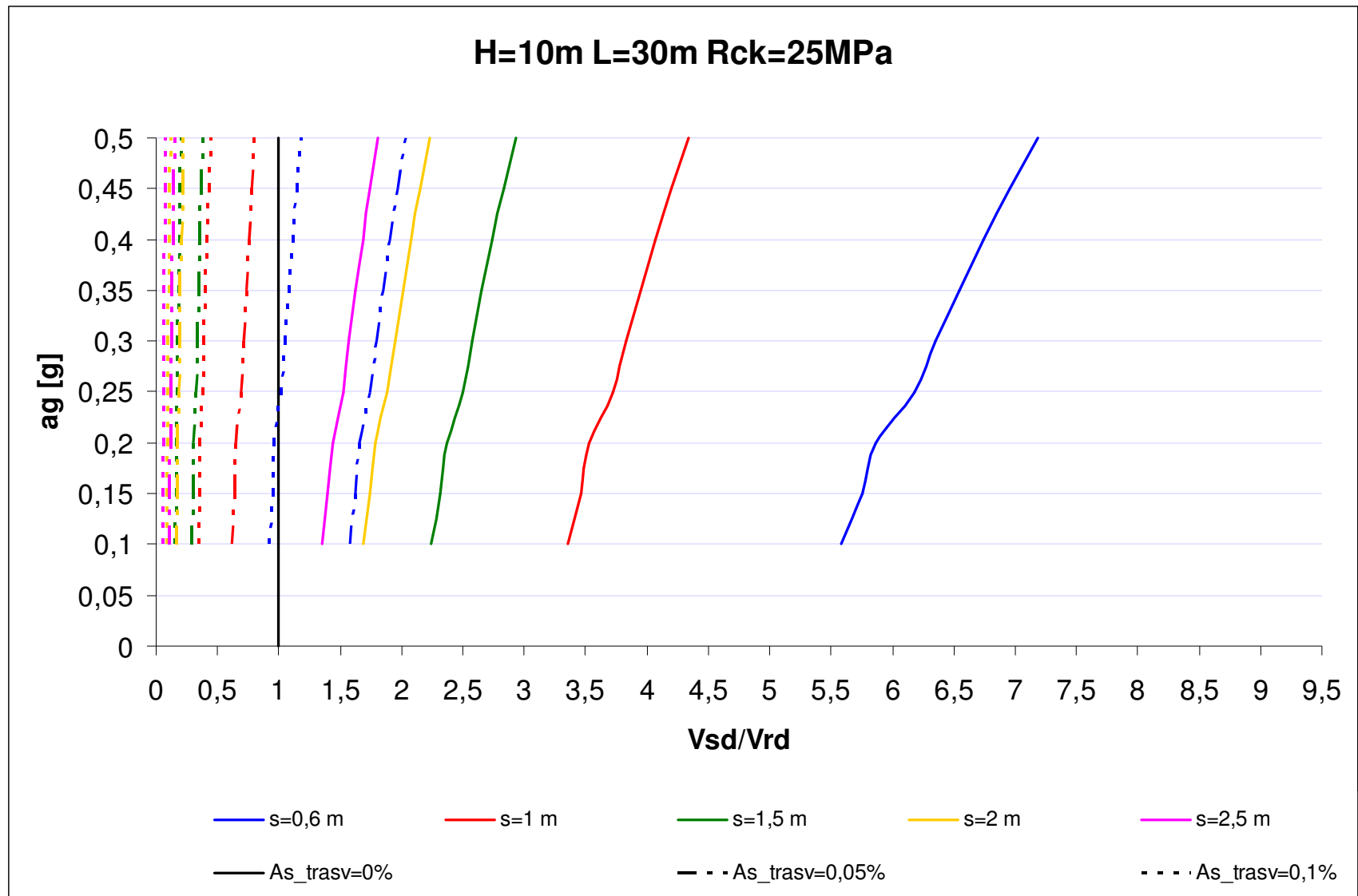


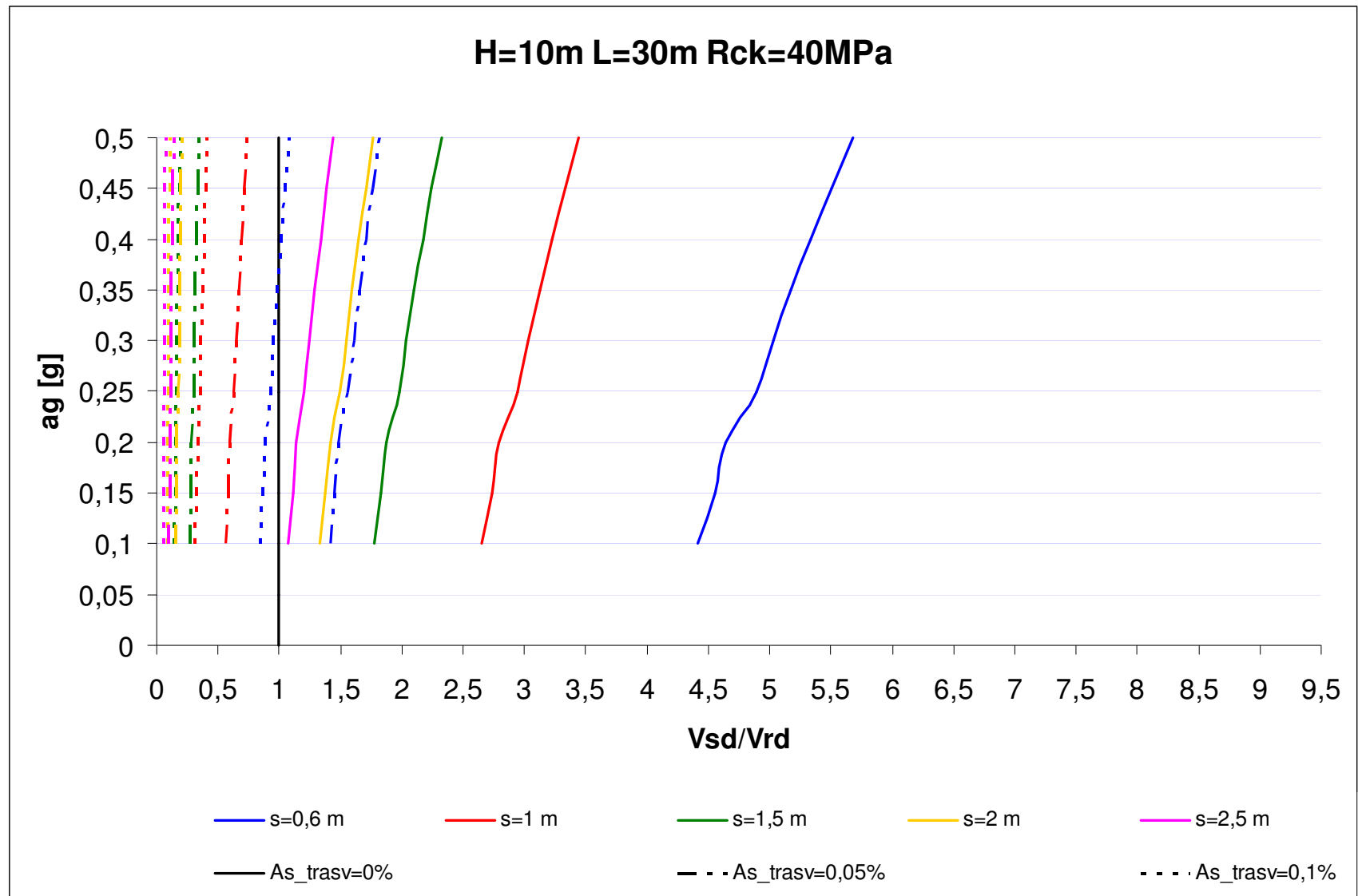


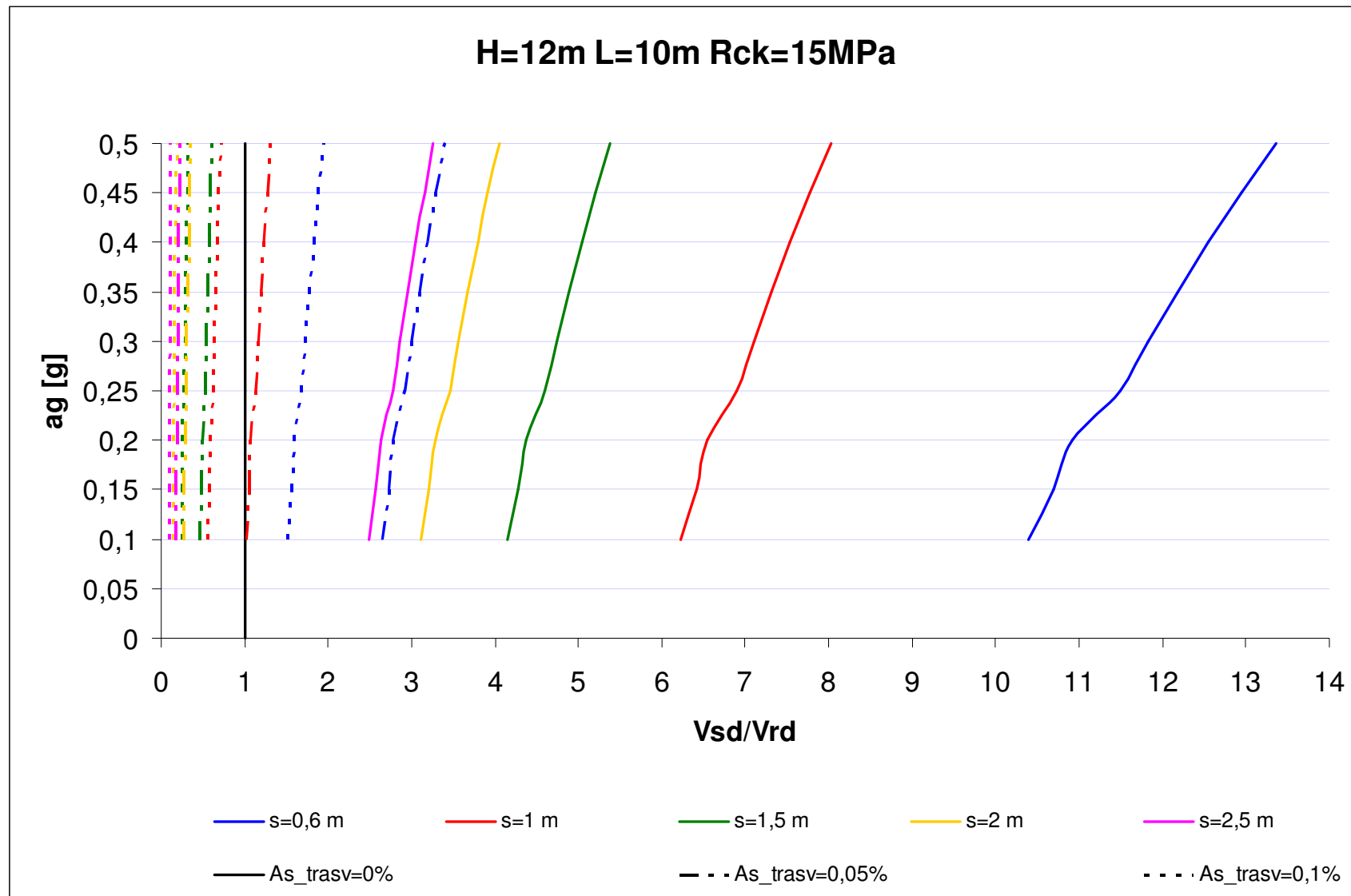


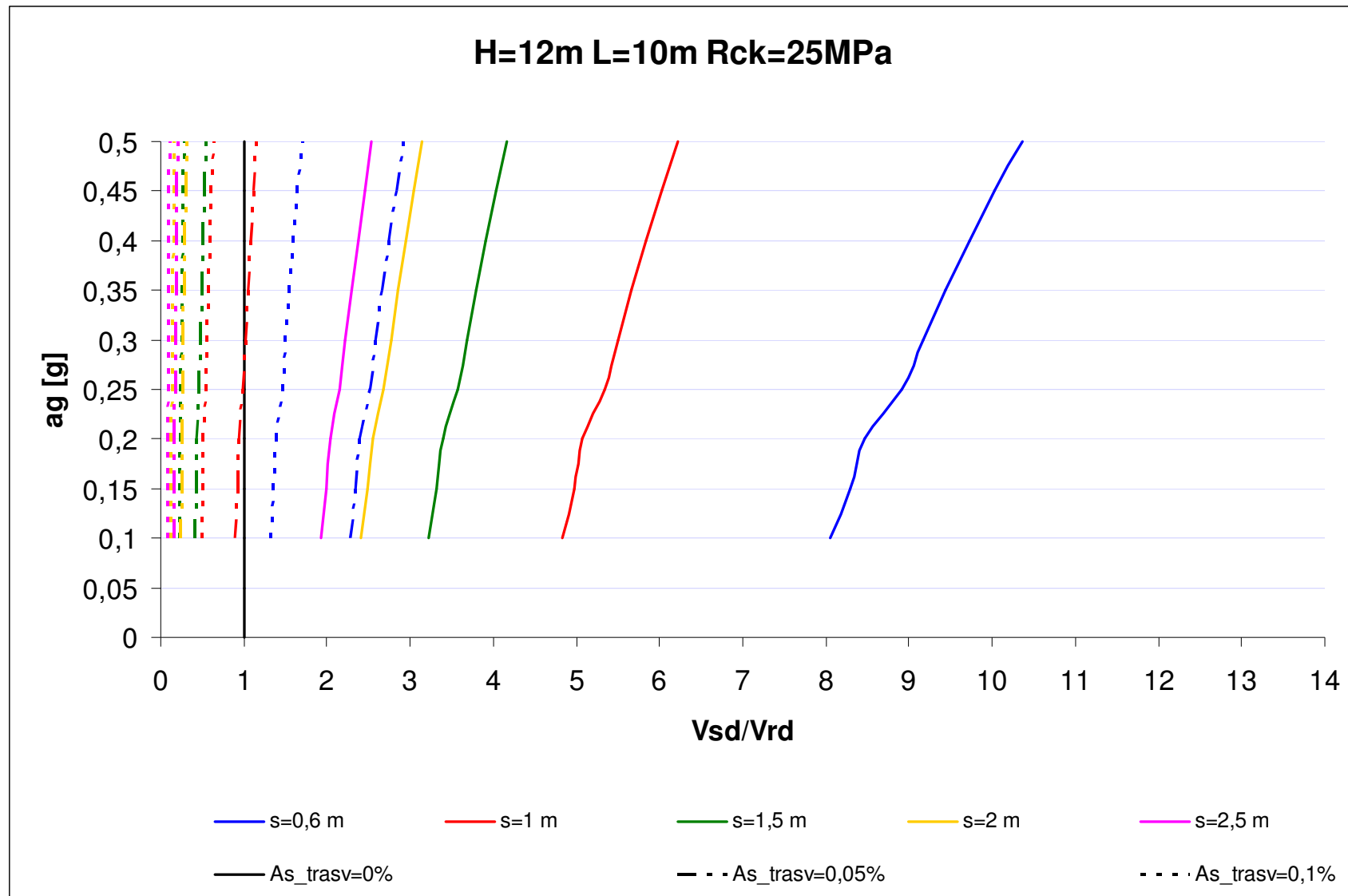


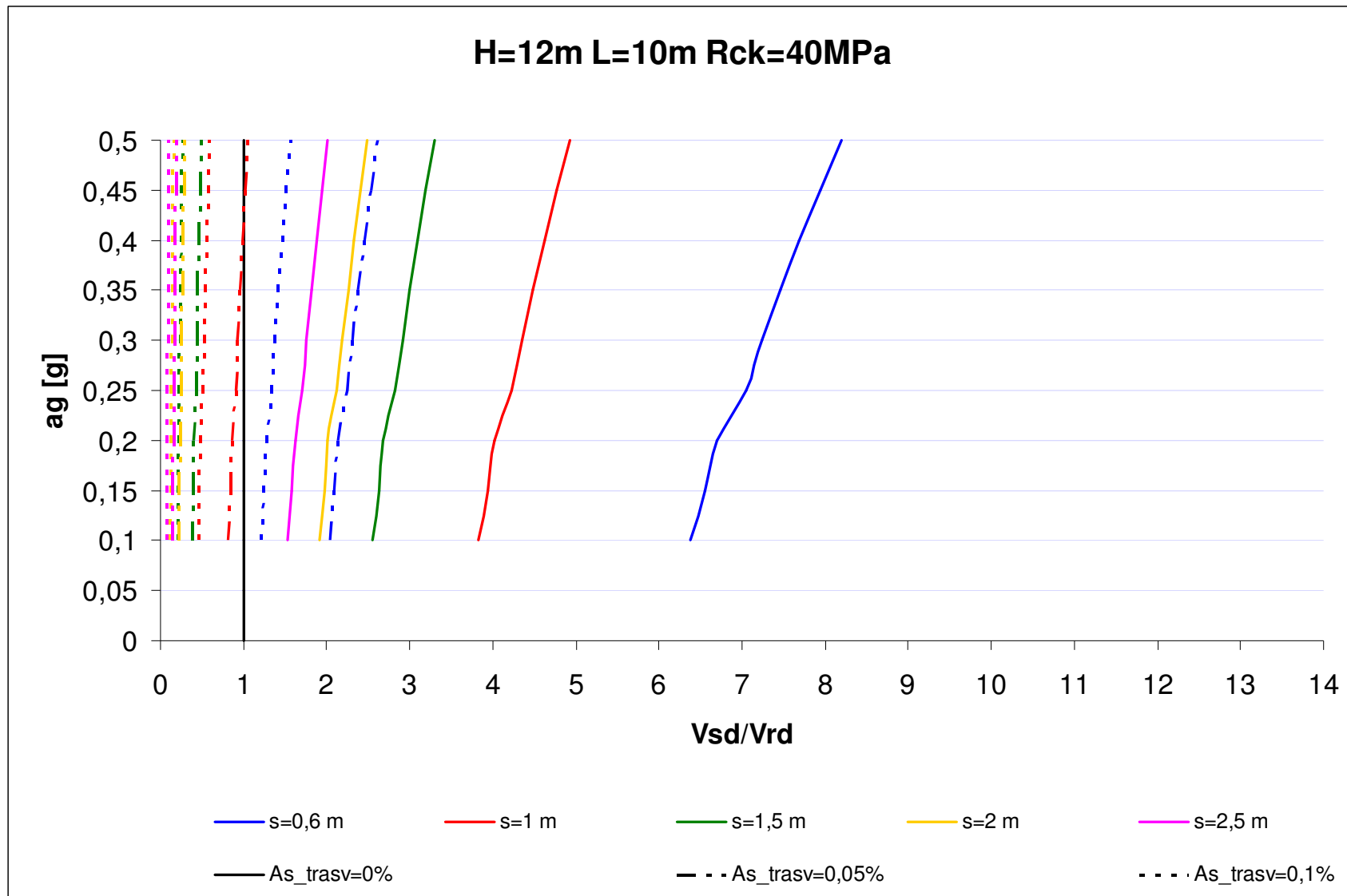


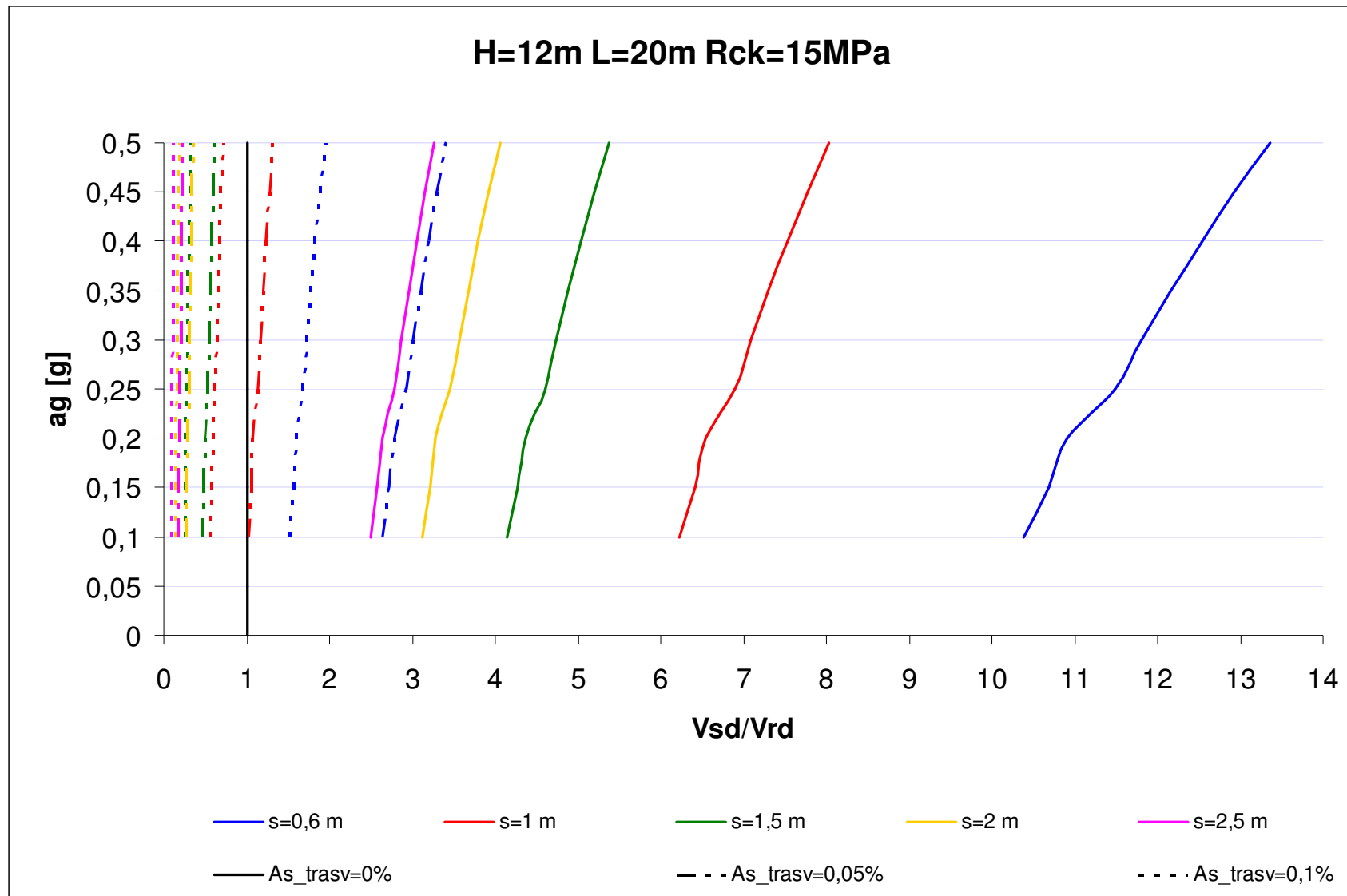


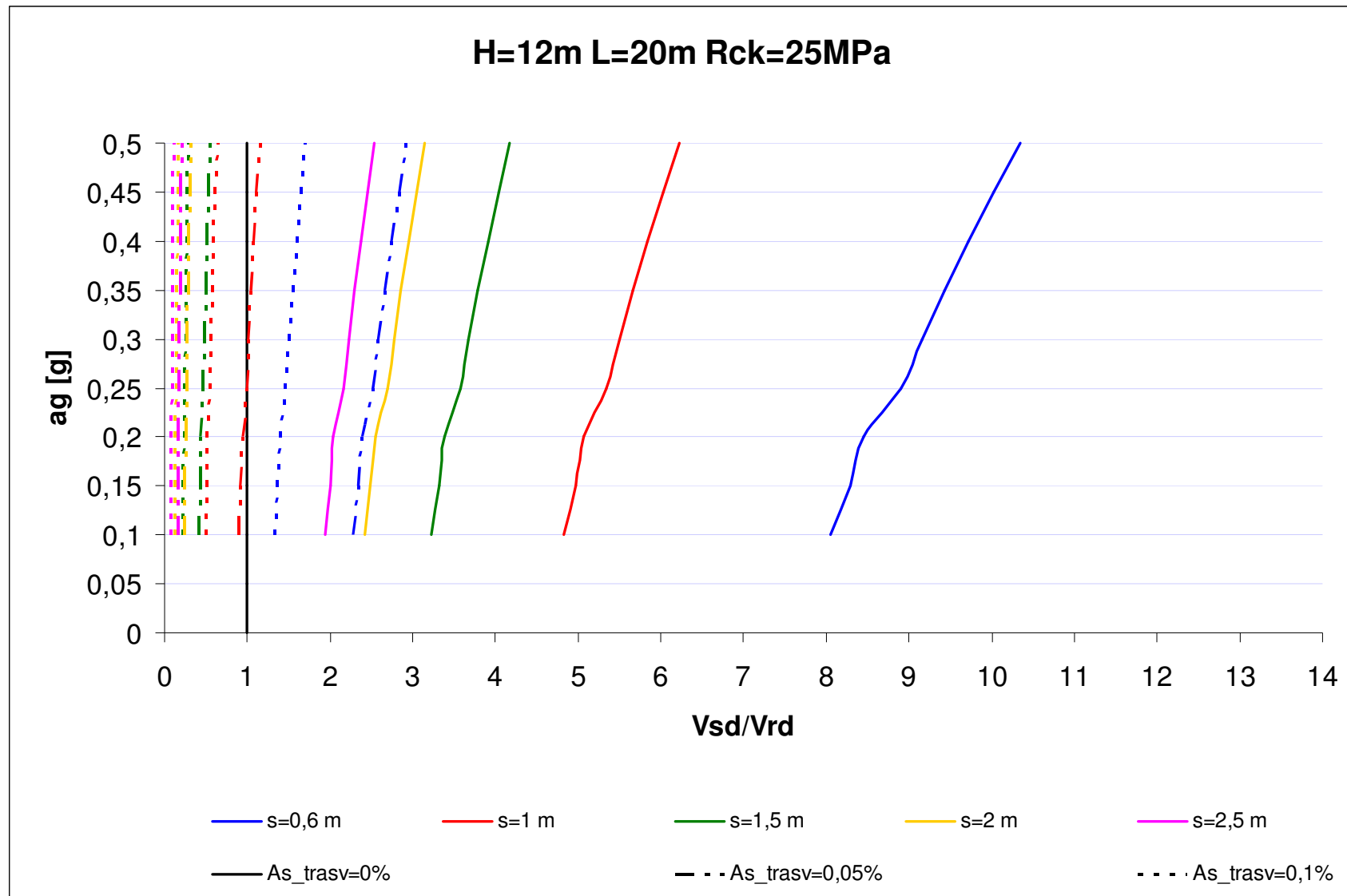


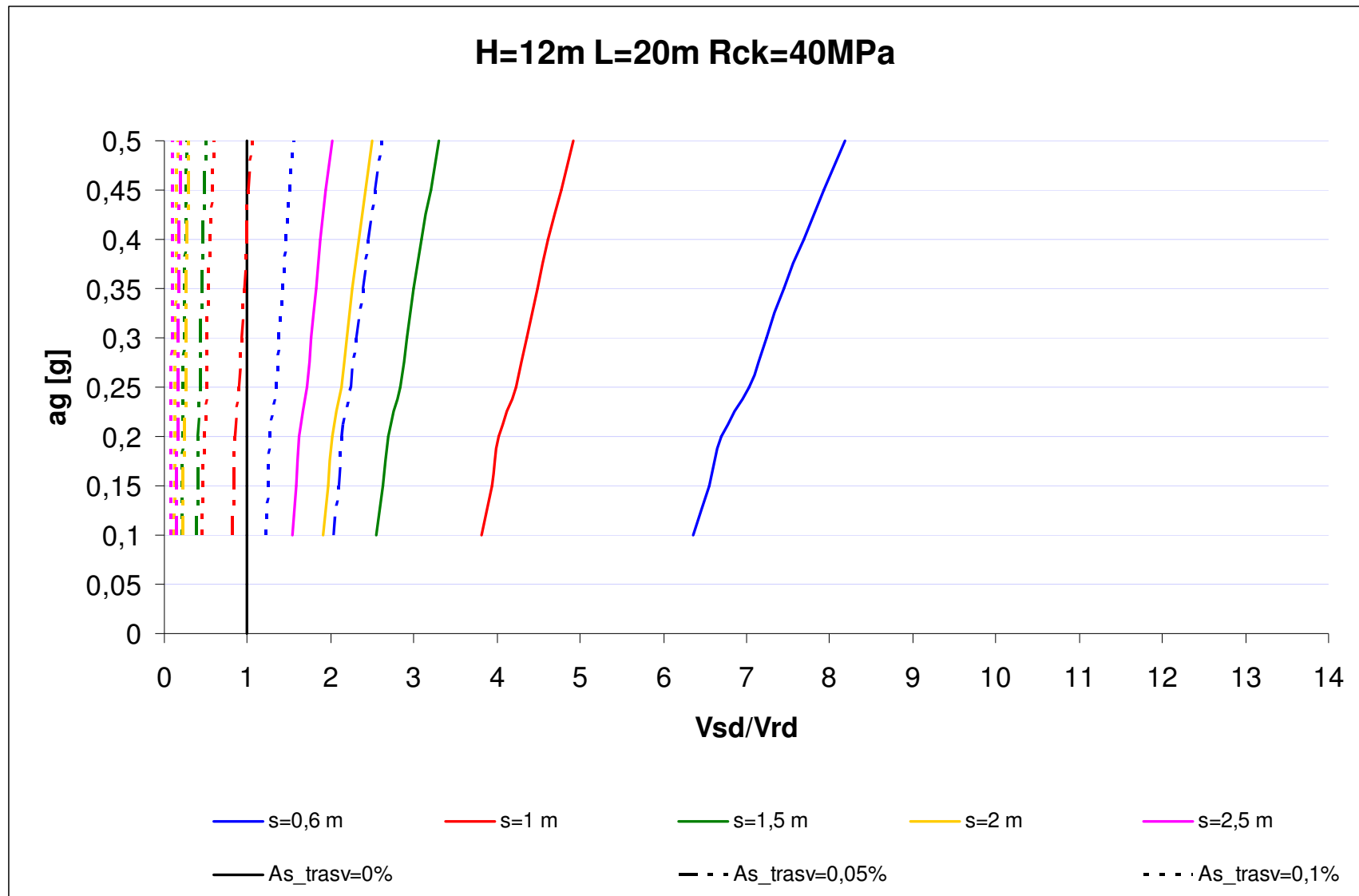


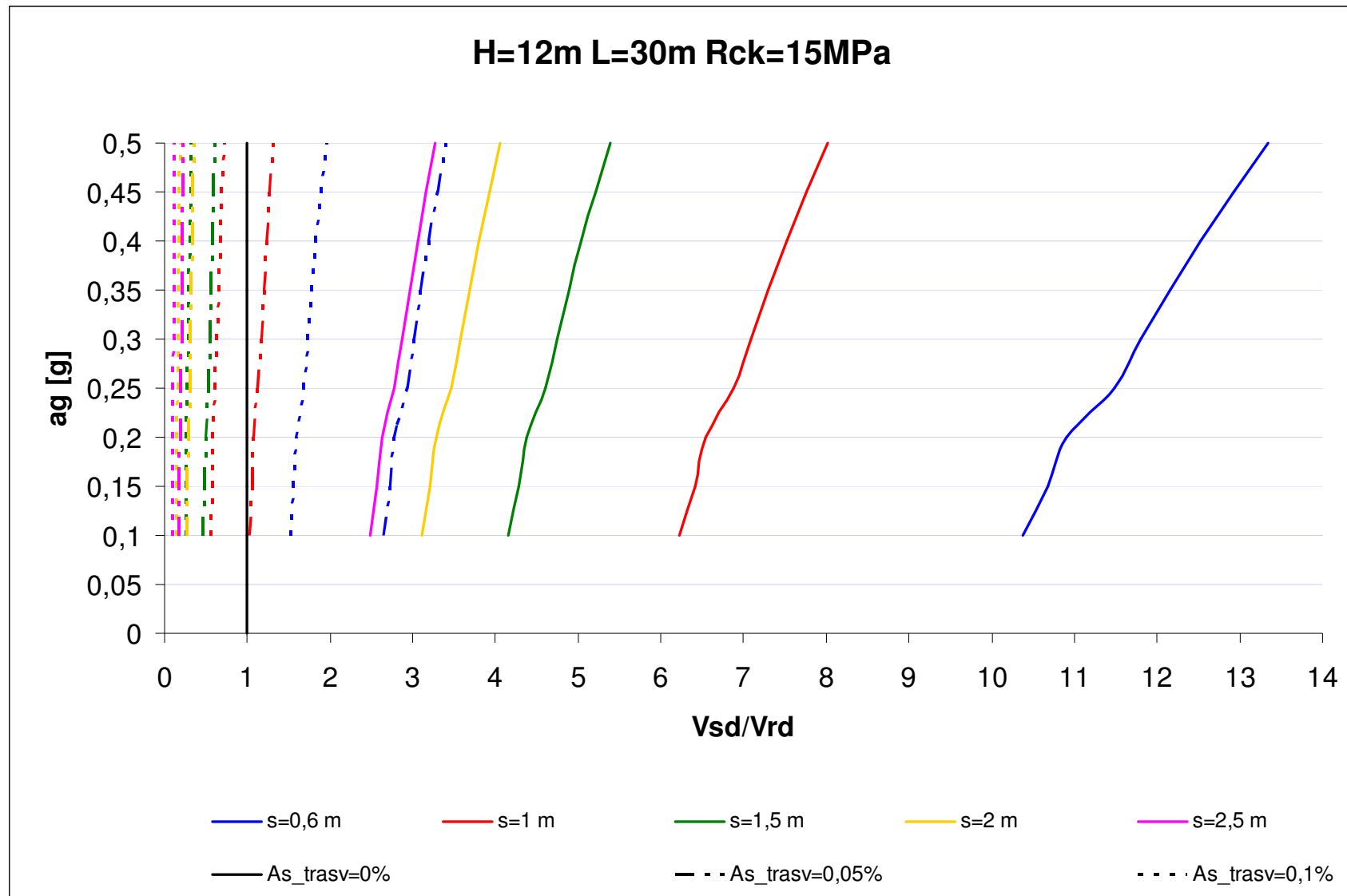


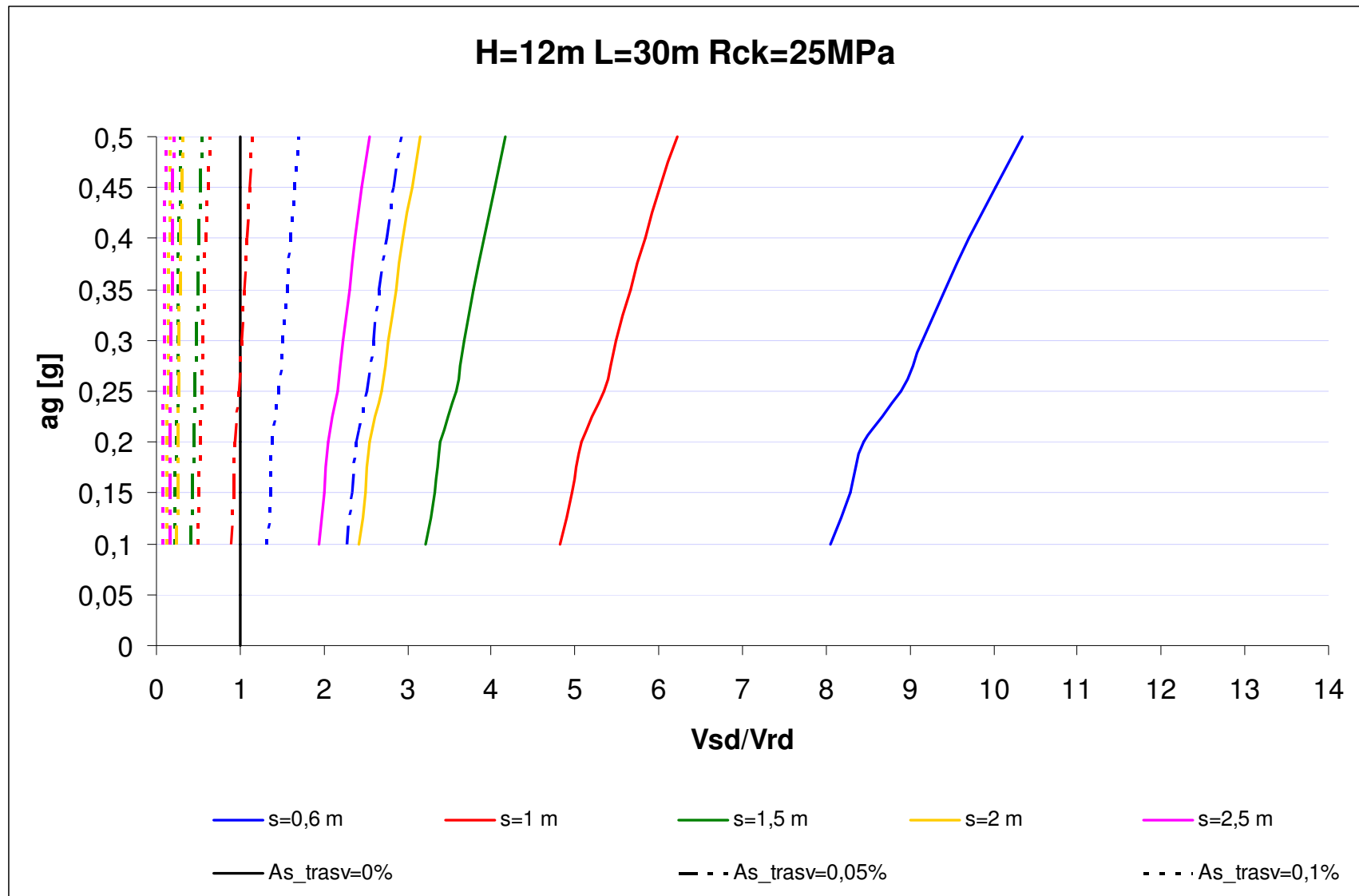


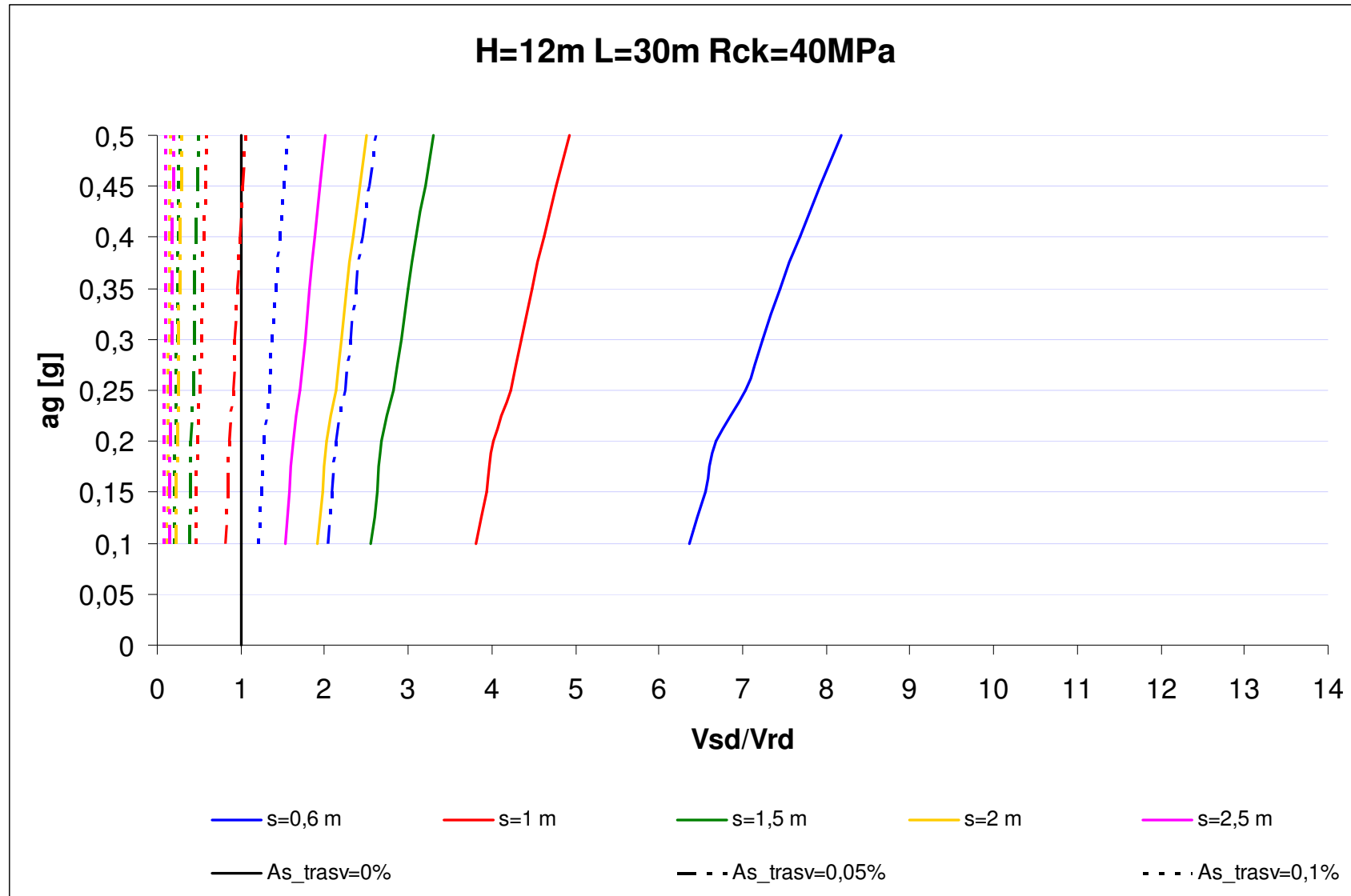






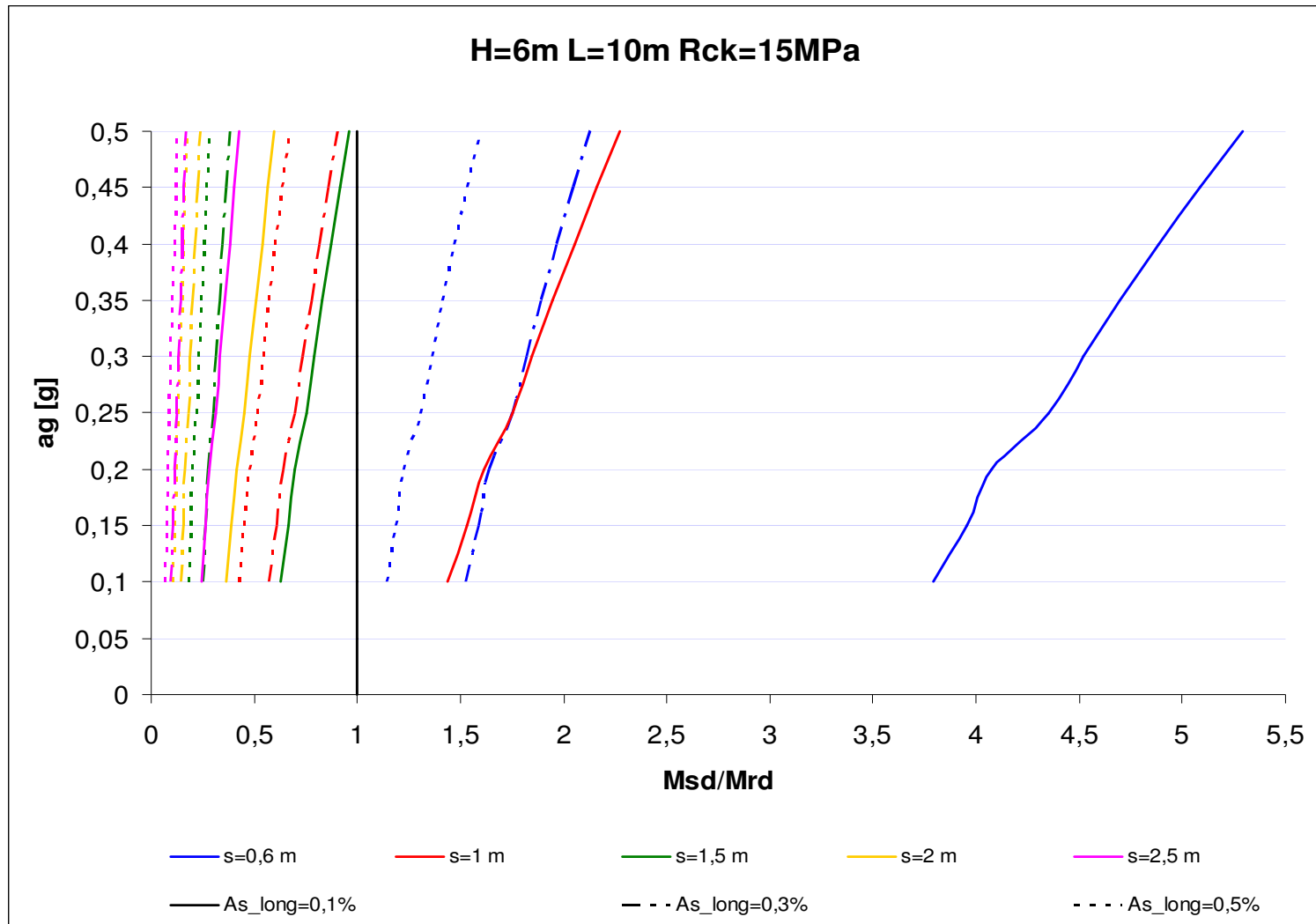


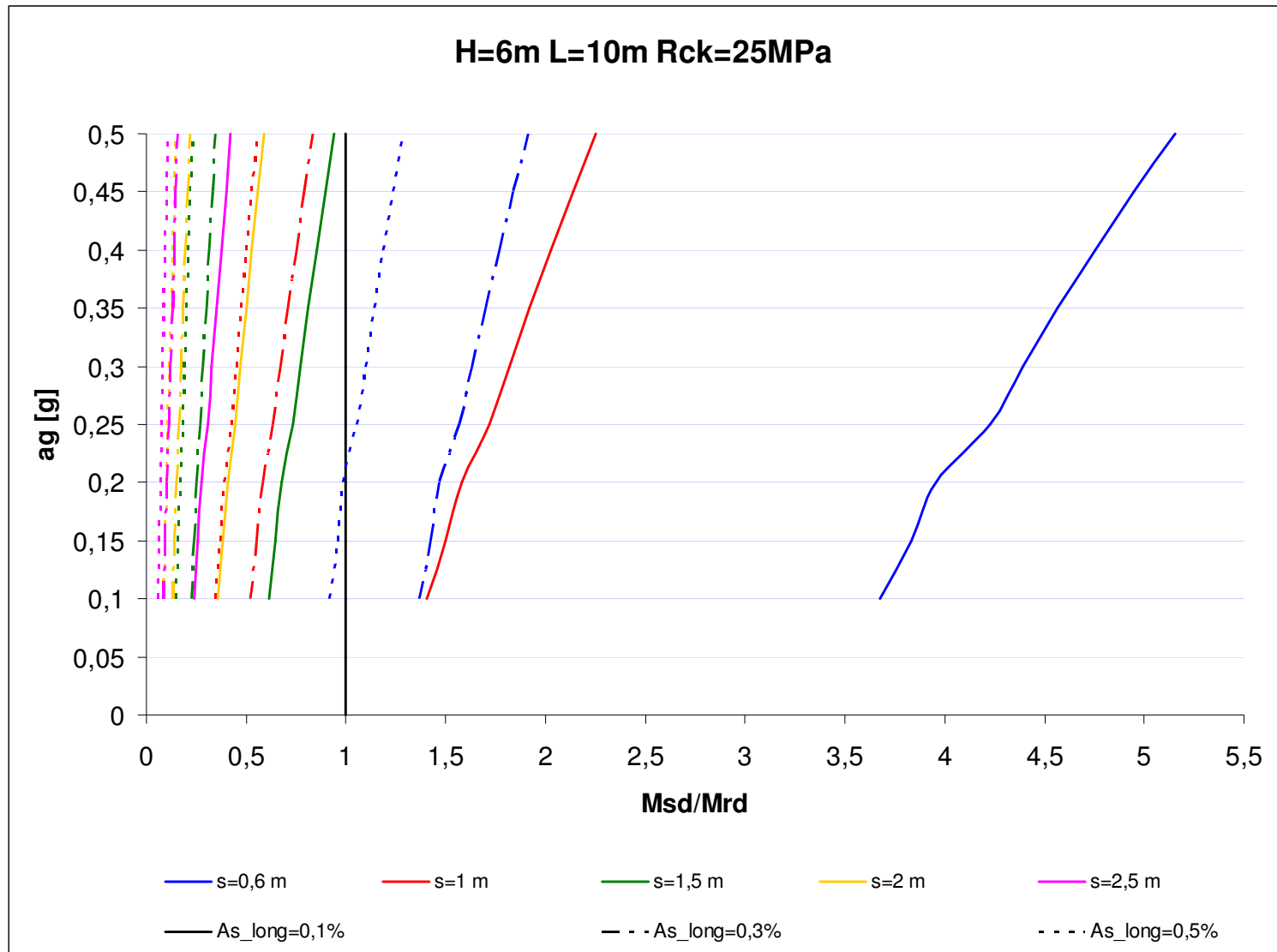


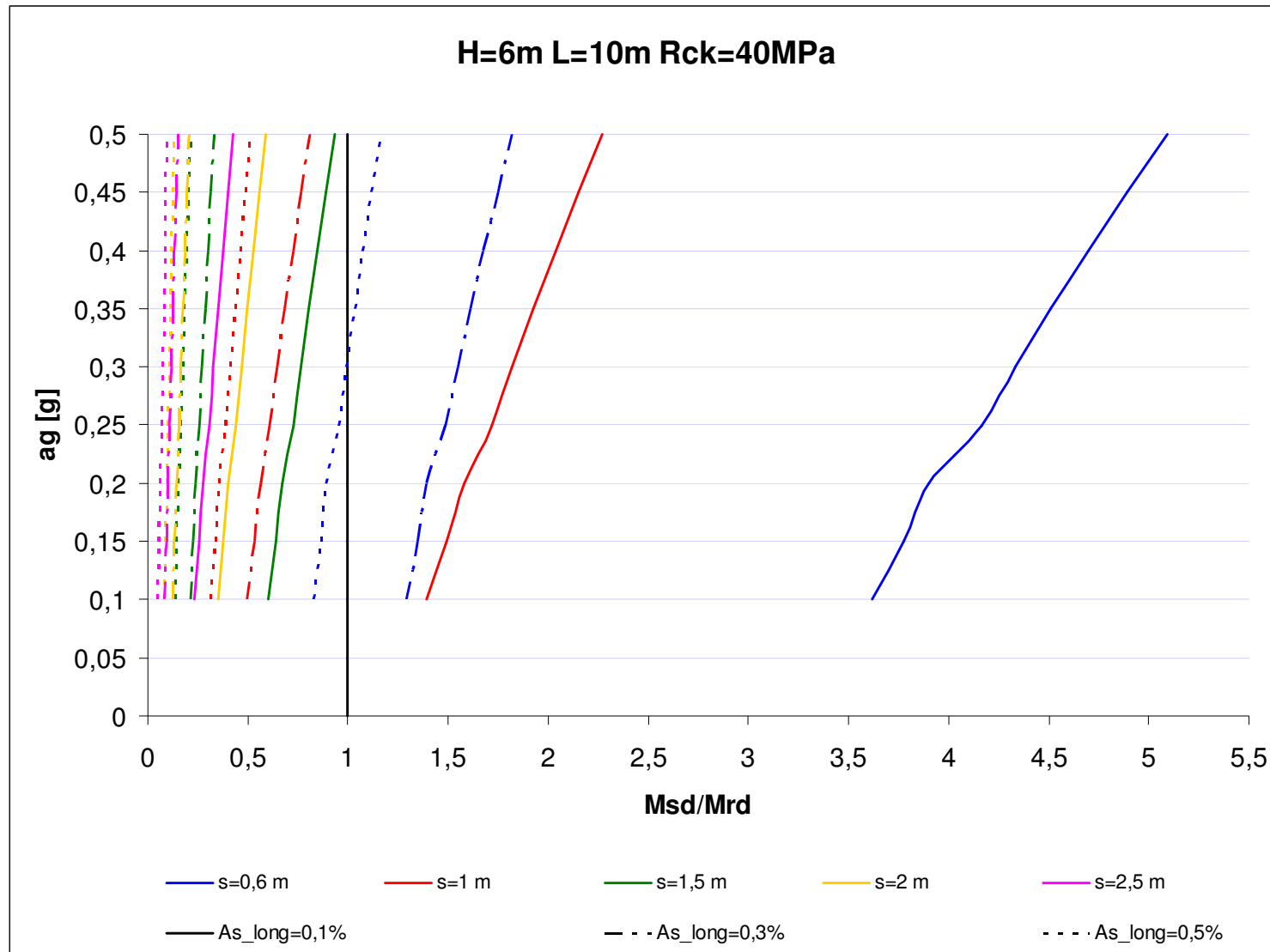


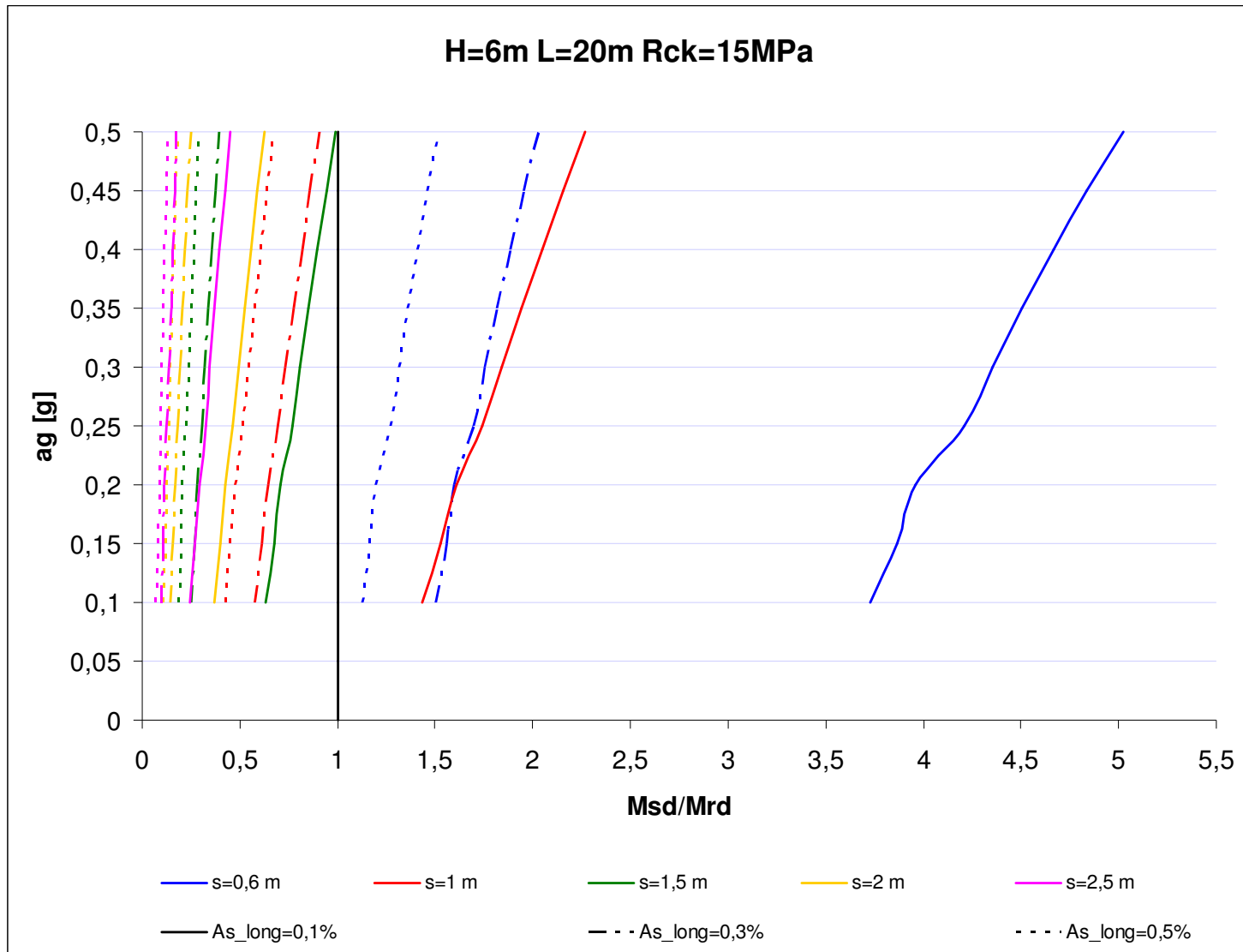
APPENDICE B

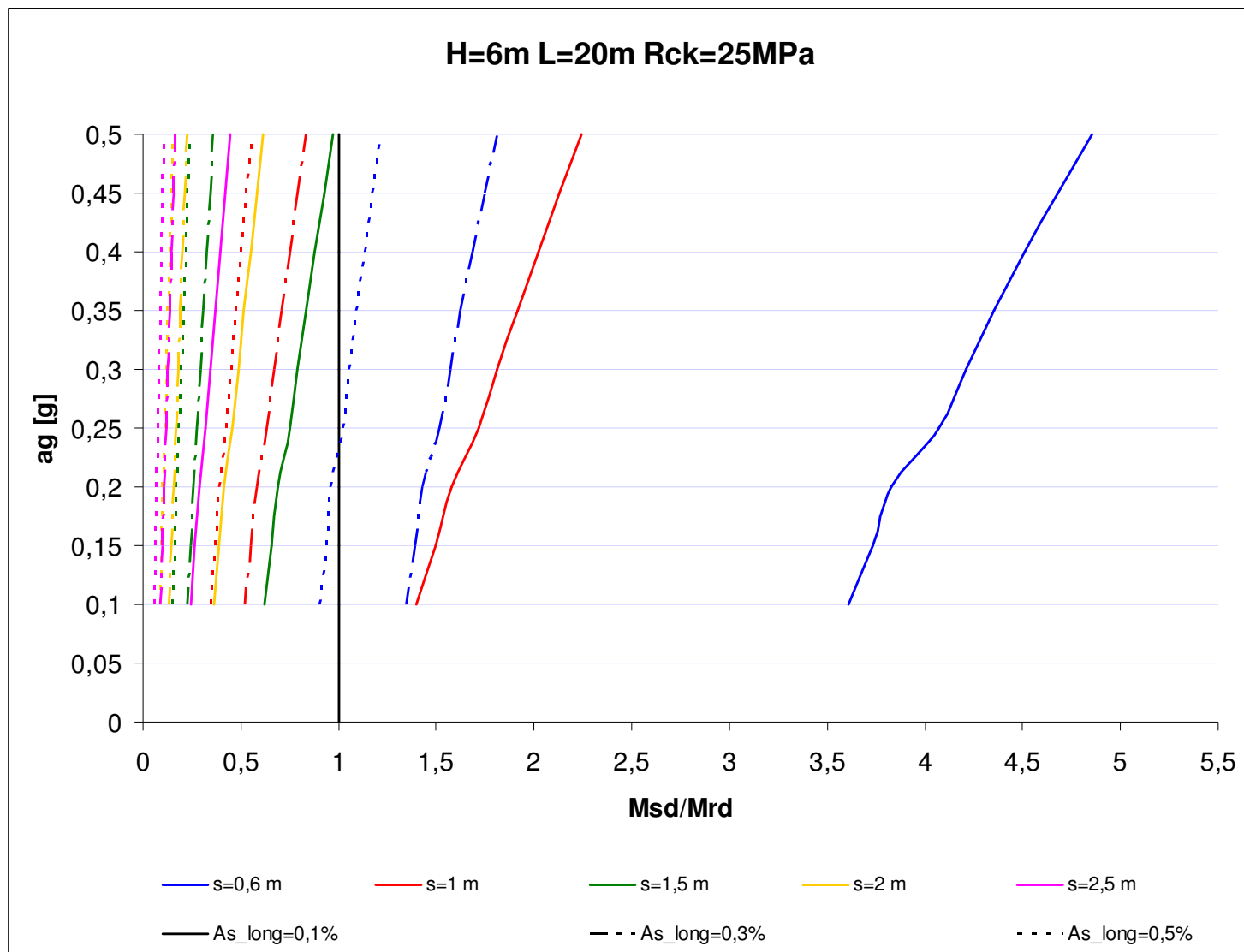
GRAFICI DI SINTESI PER LA VULNERABILITA' SISMICA DELLE SPALLE A FLESSIONE

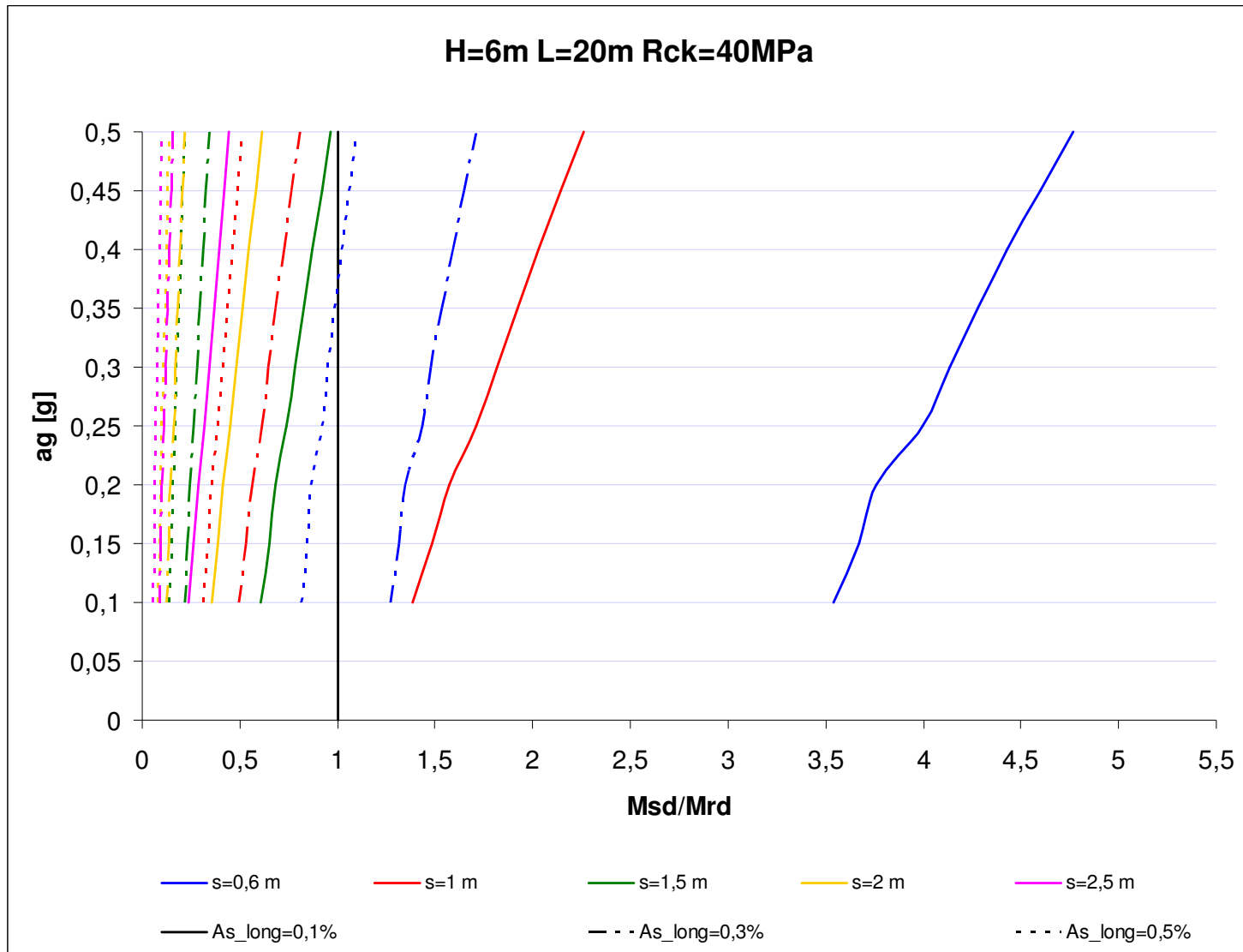


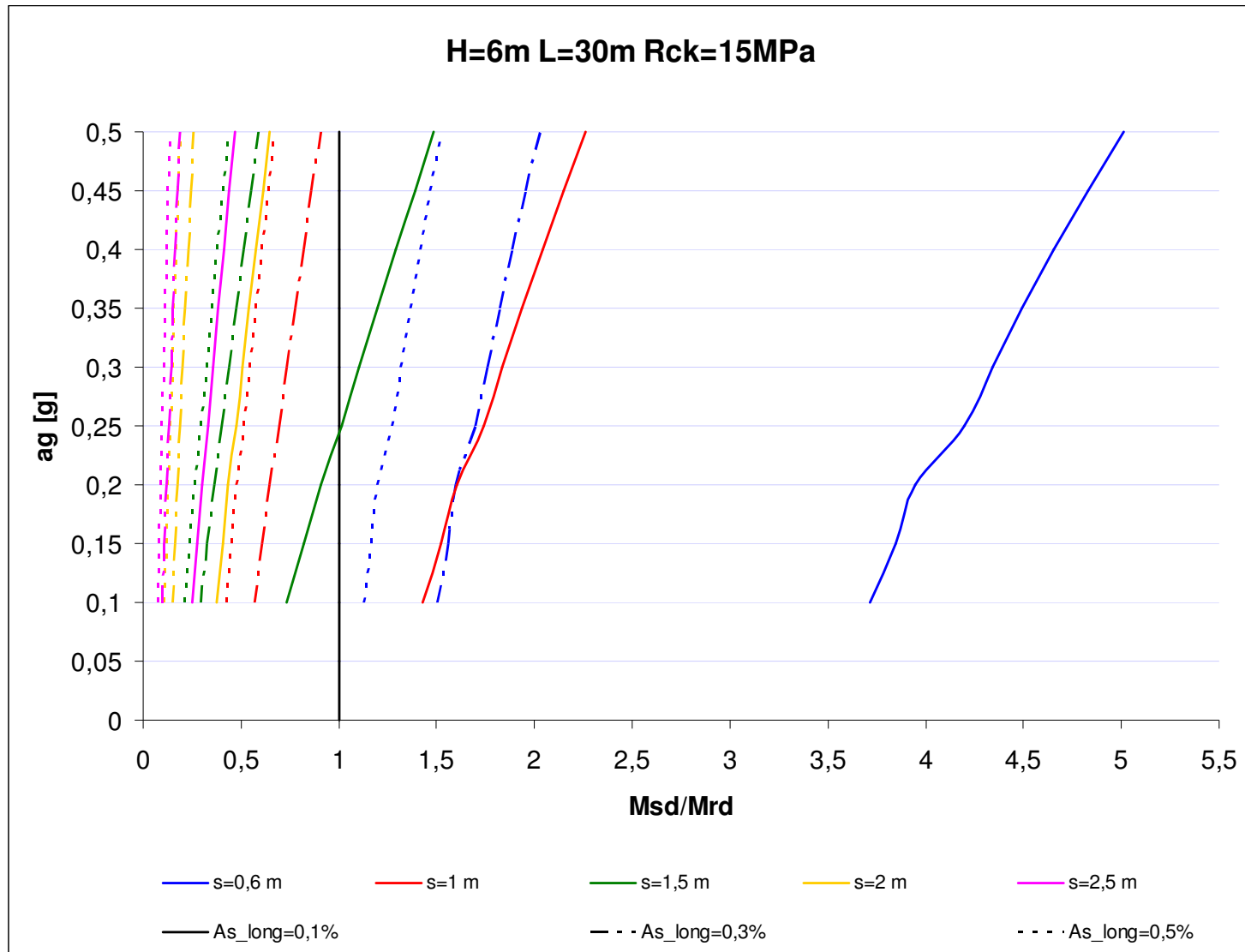


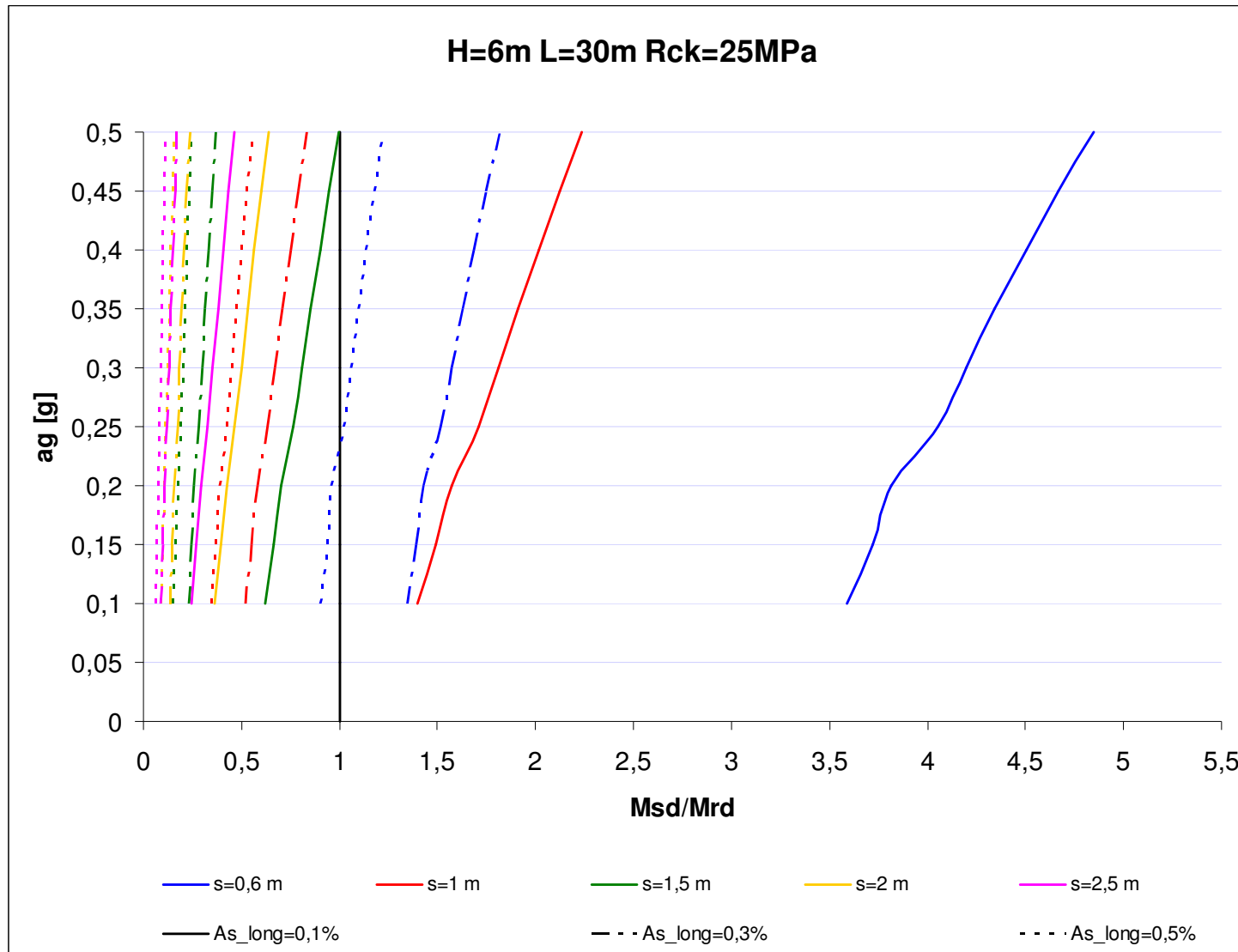


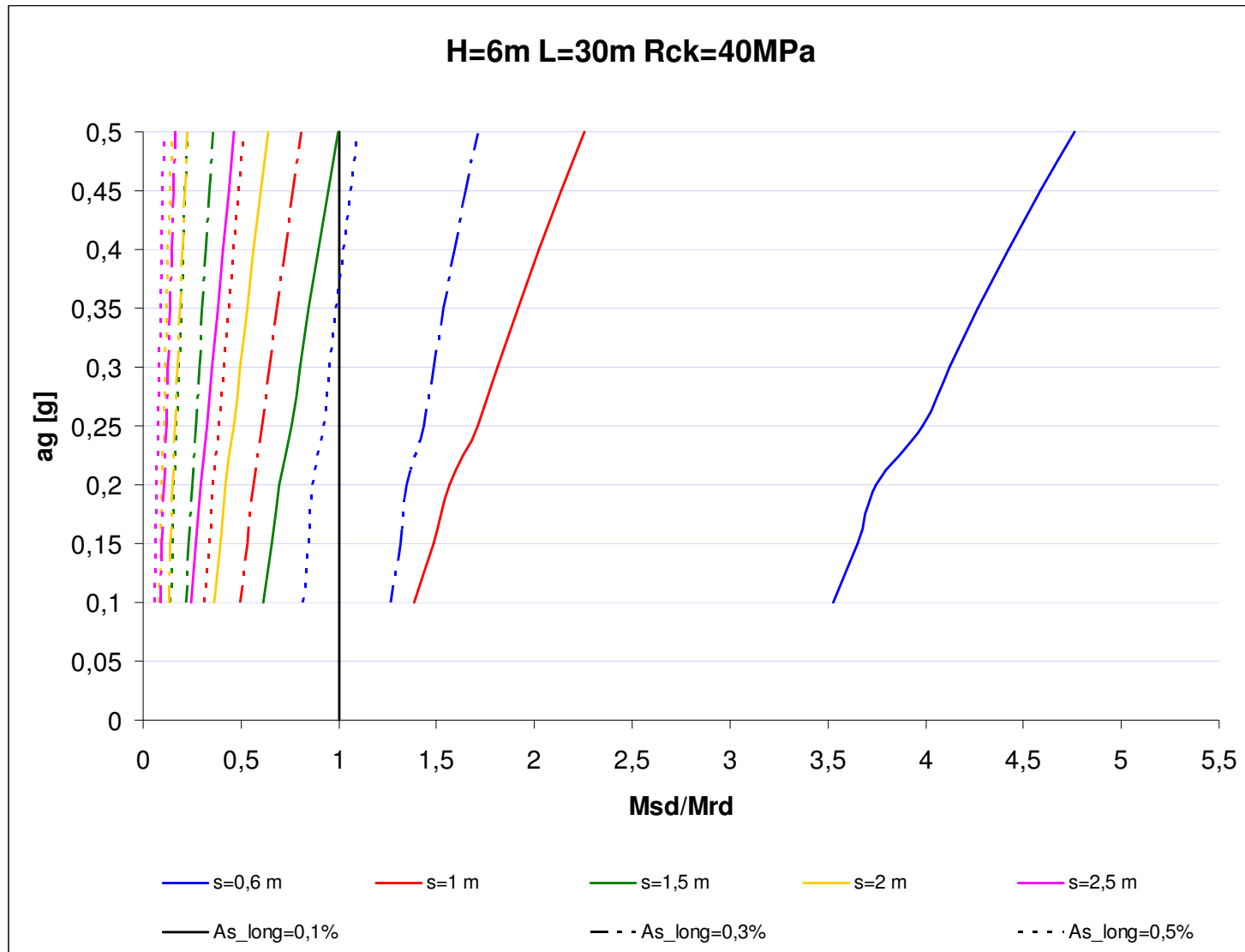


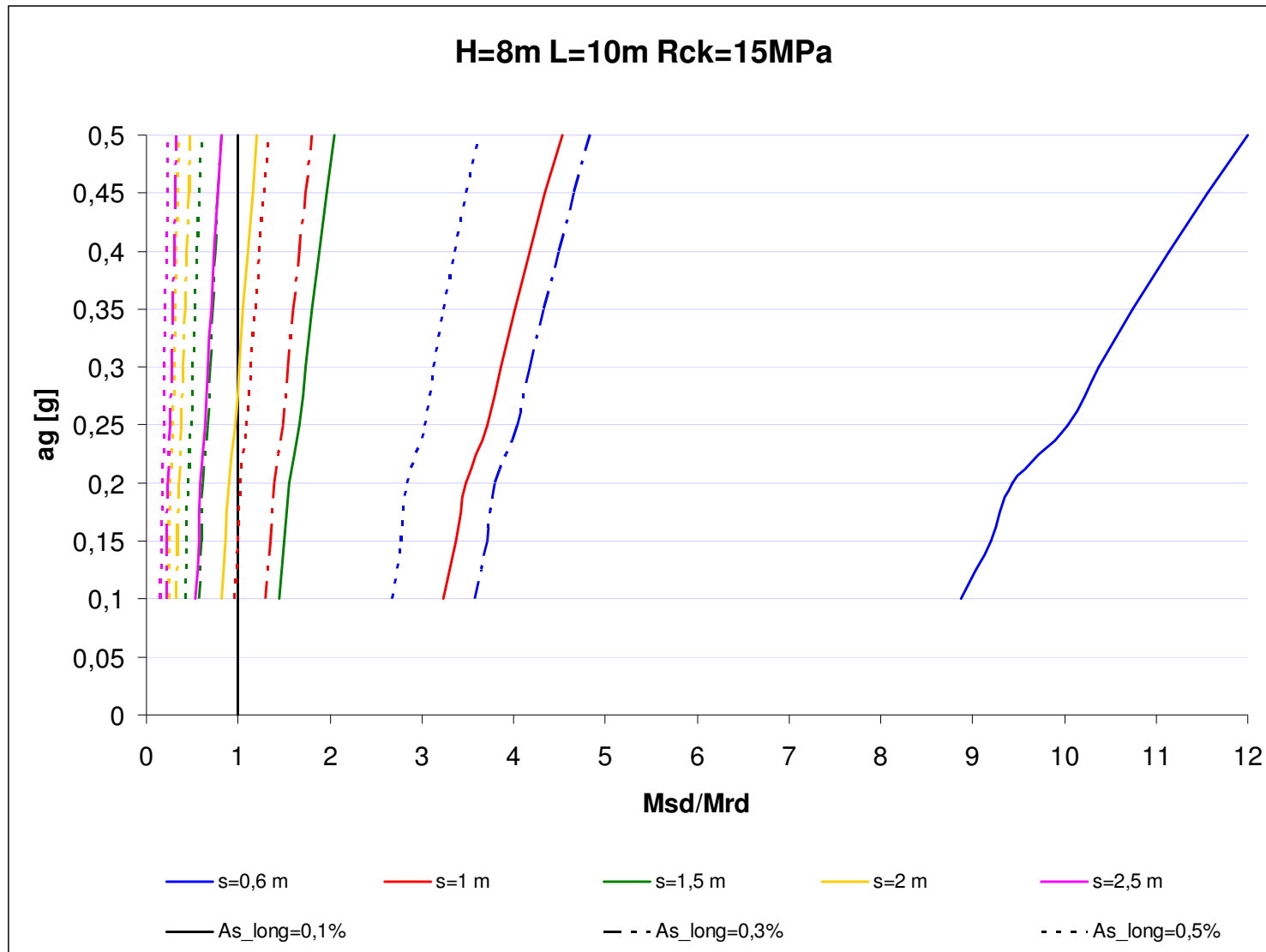


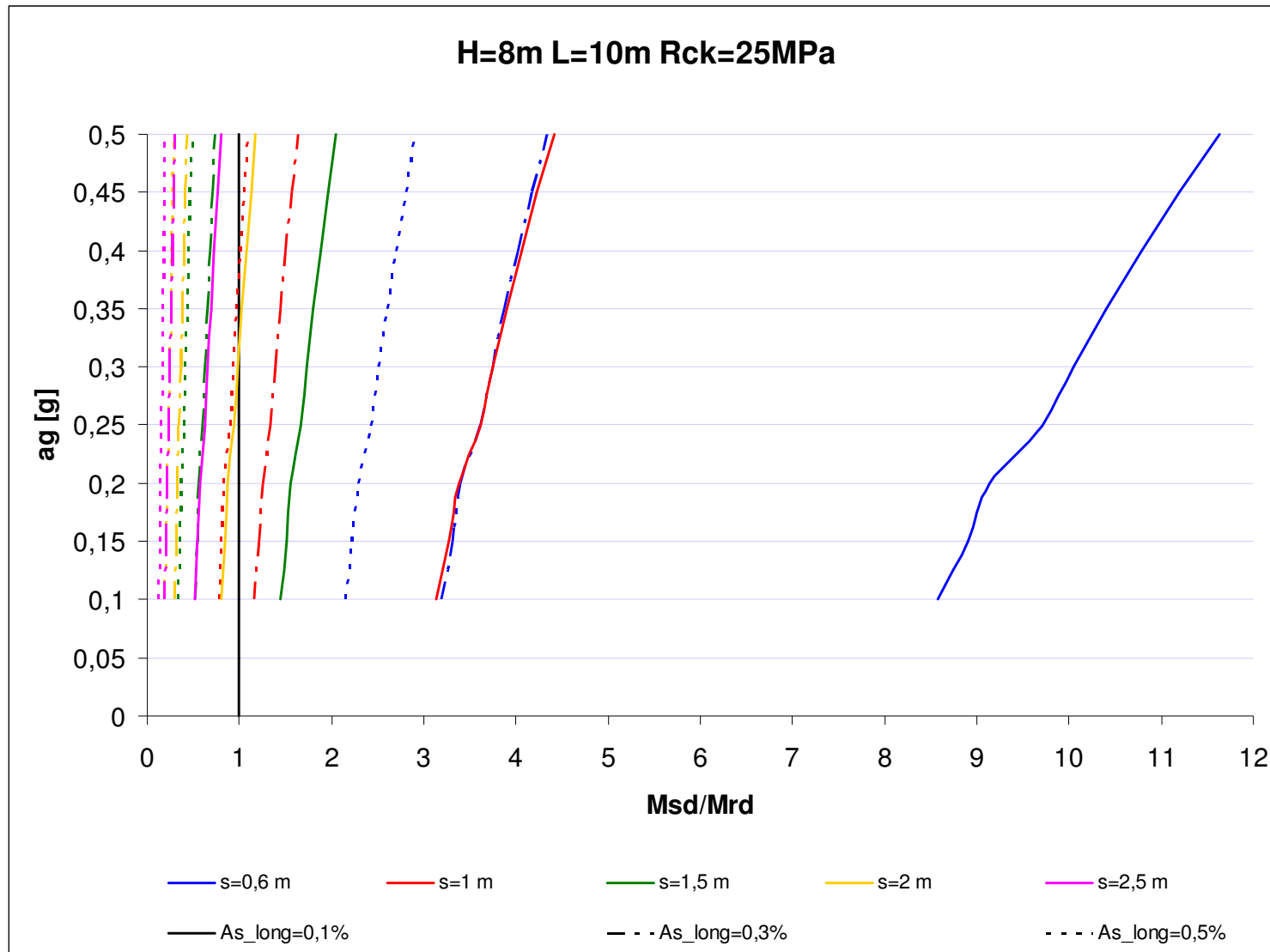


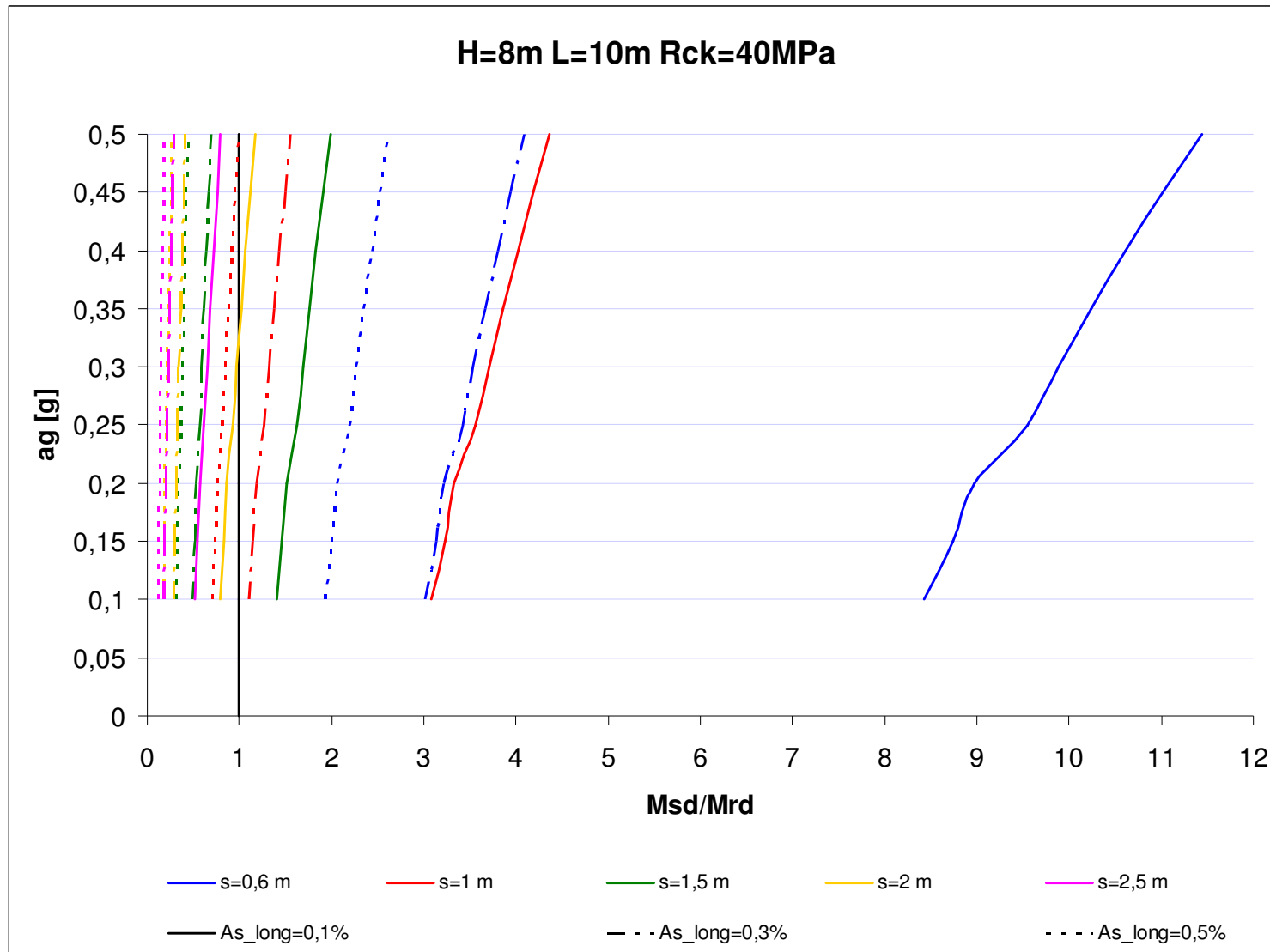


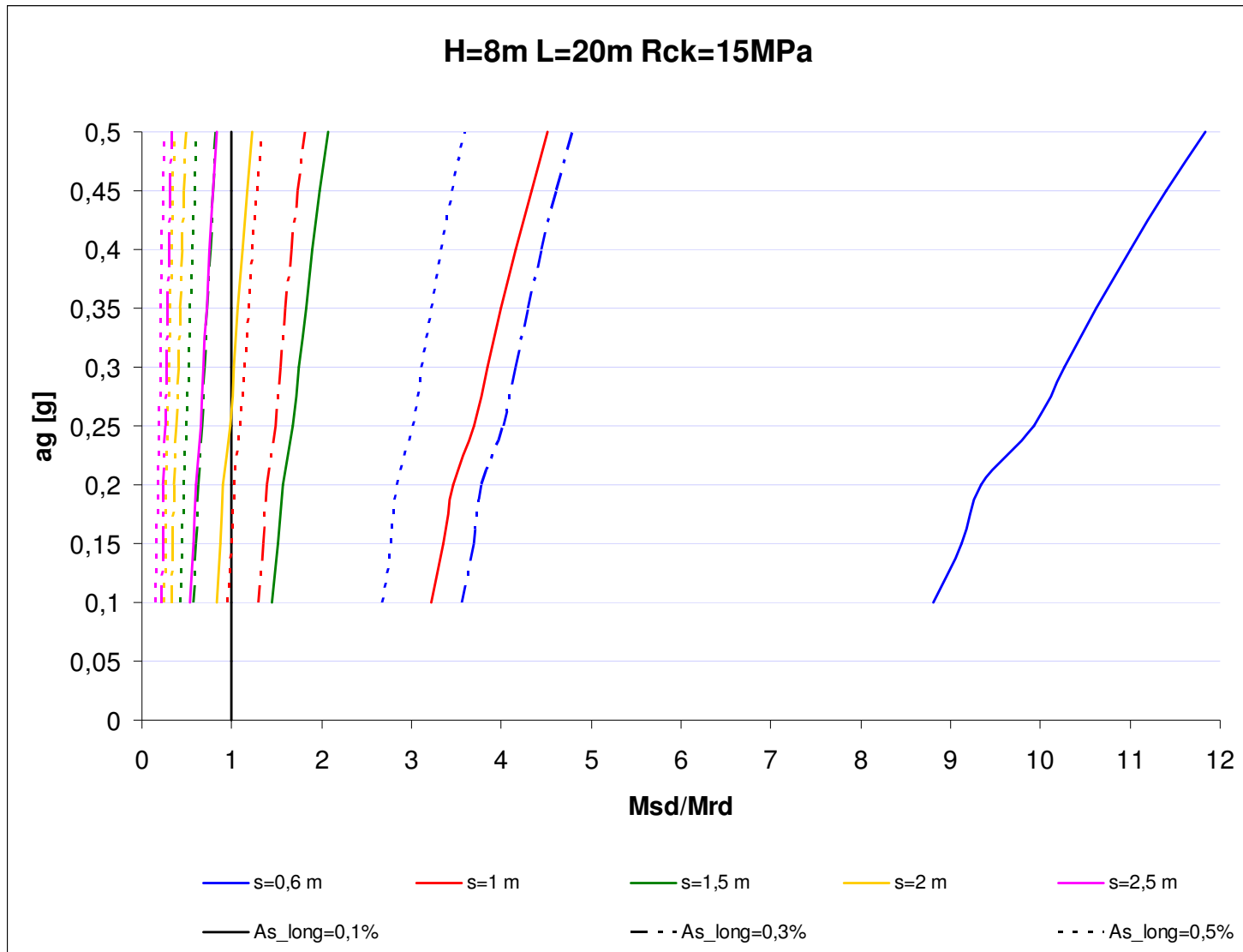


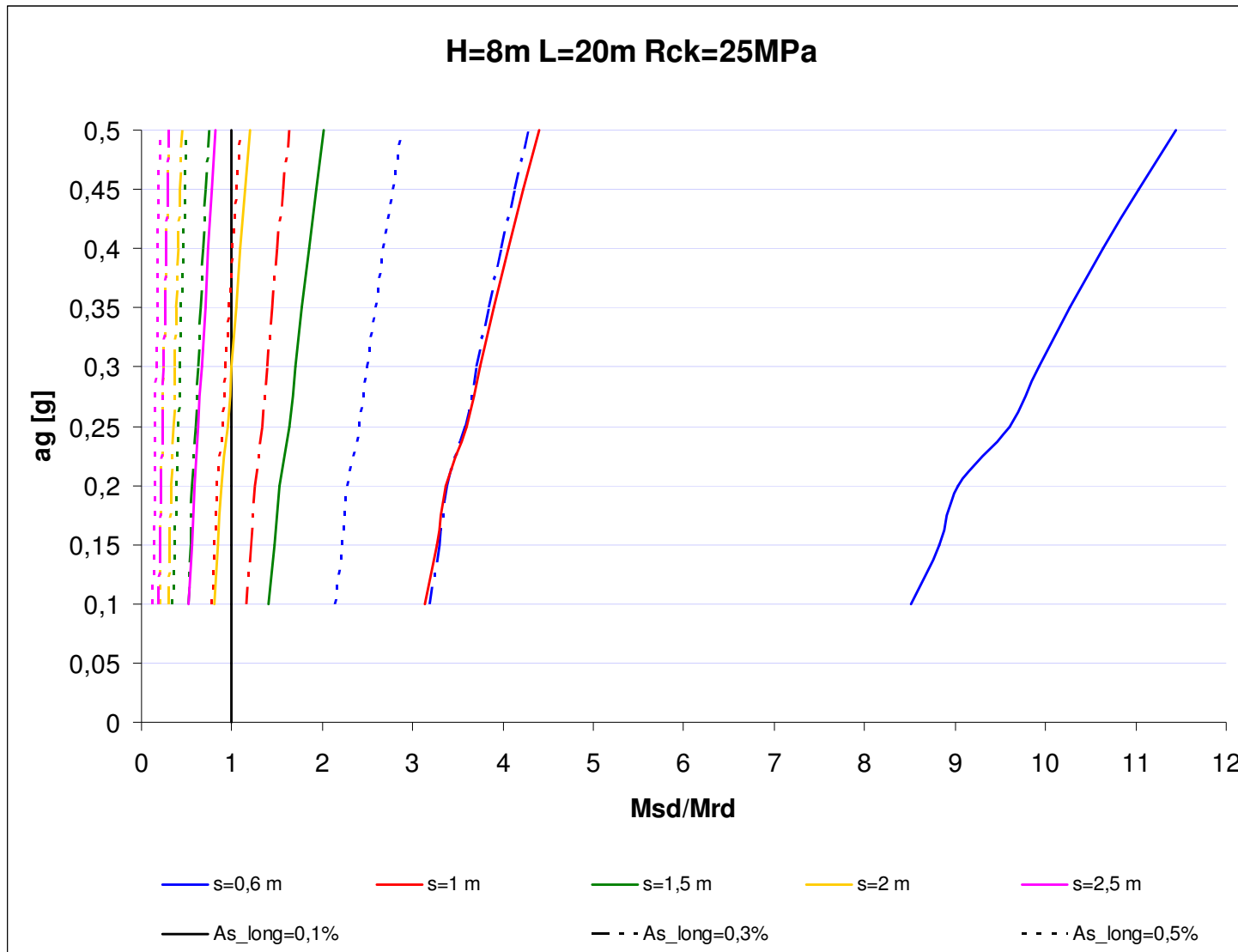


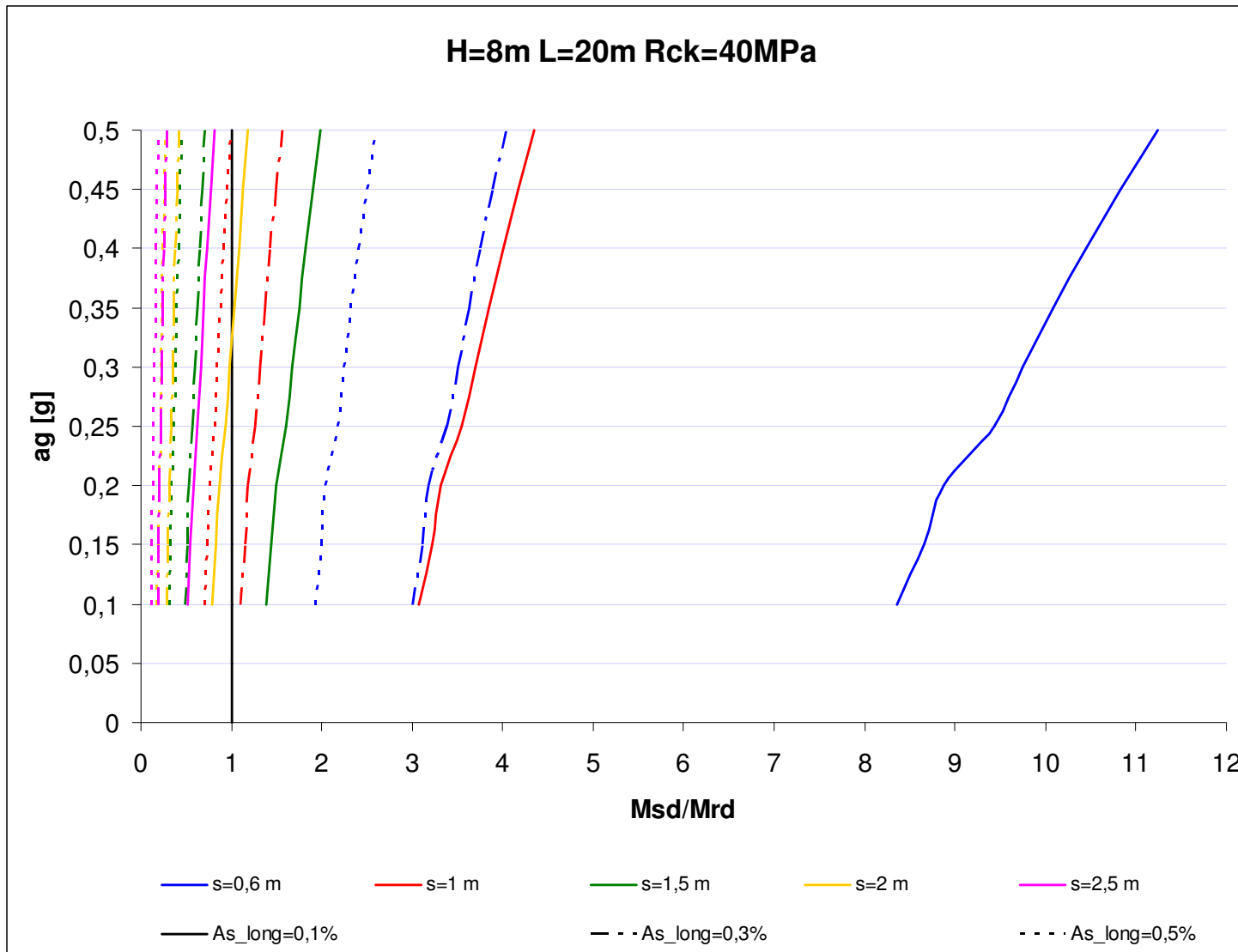


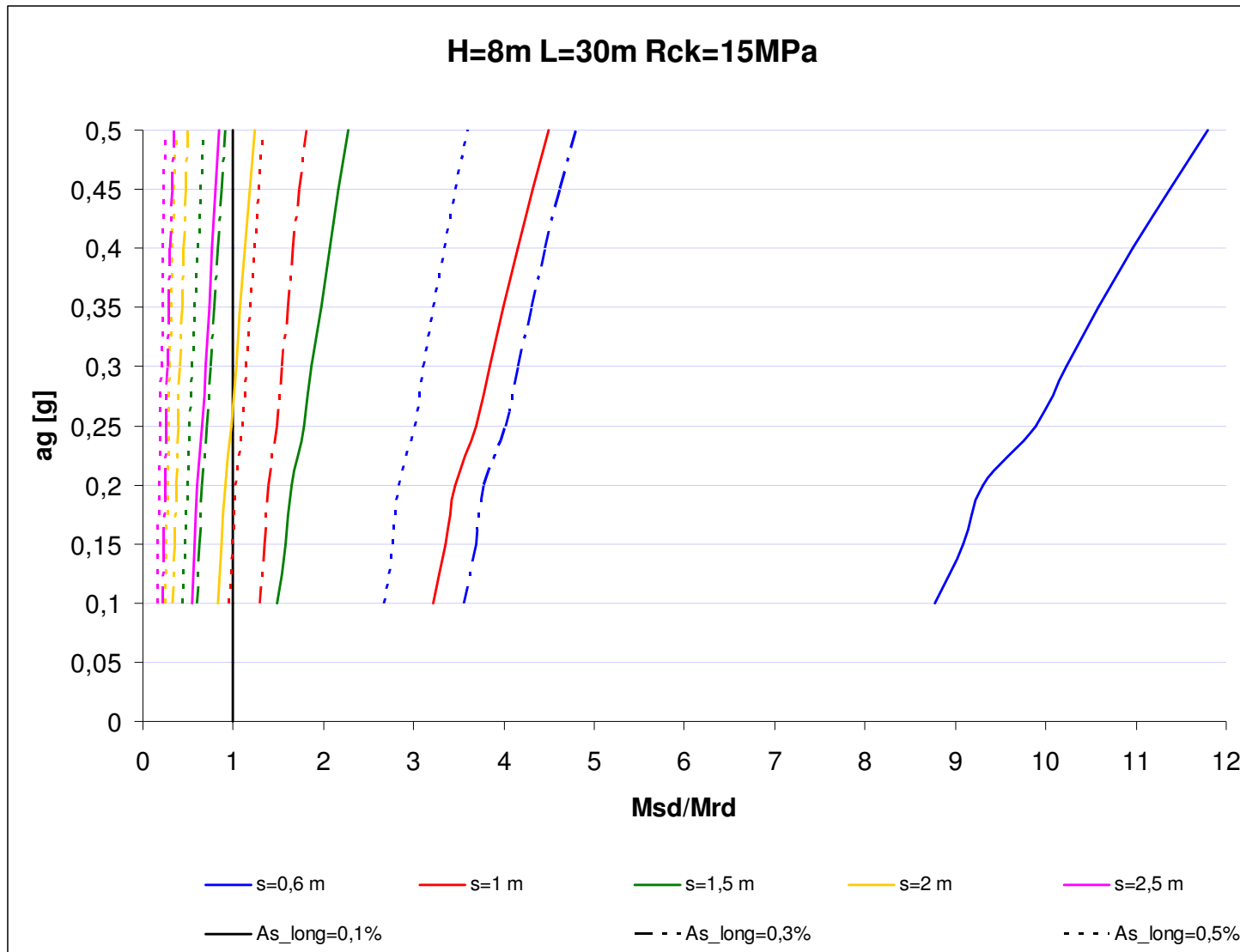


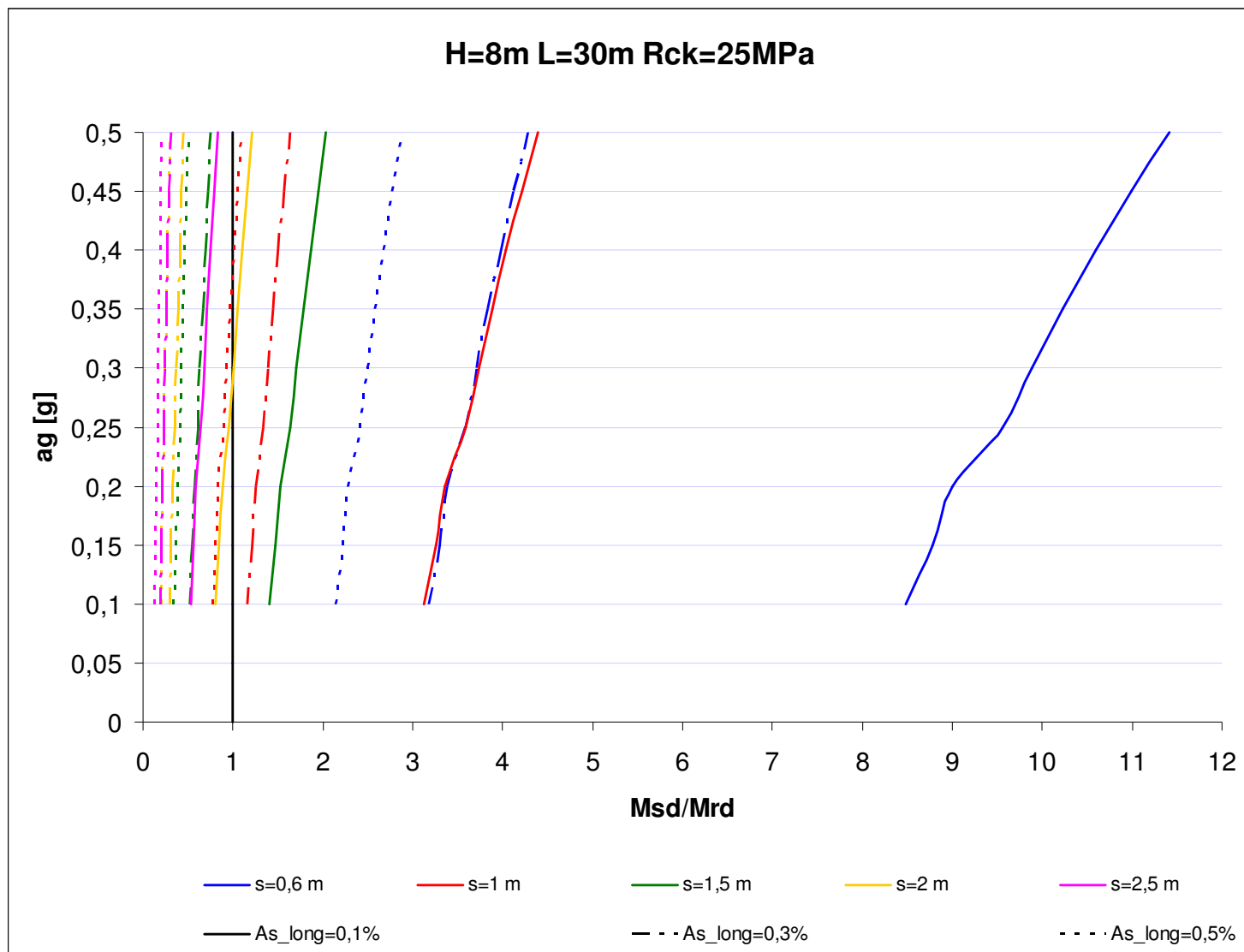


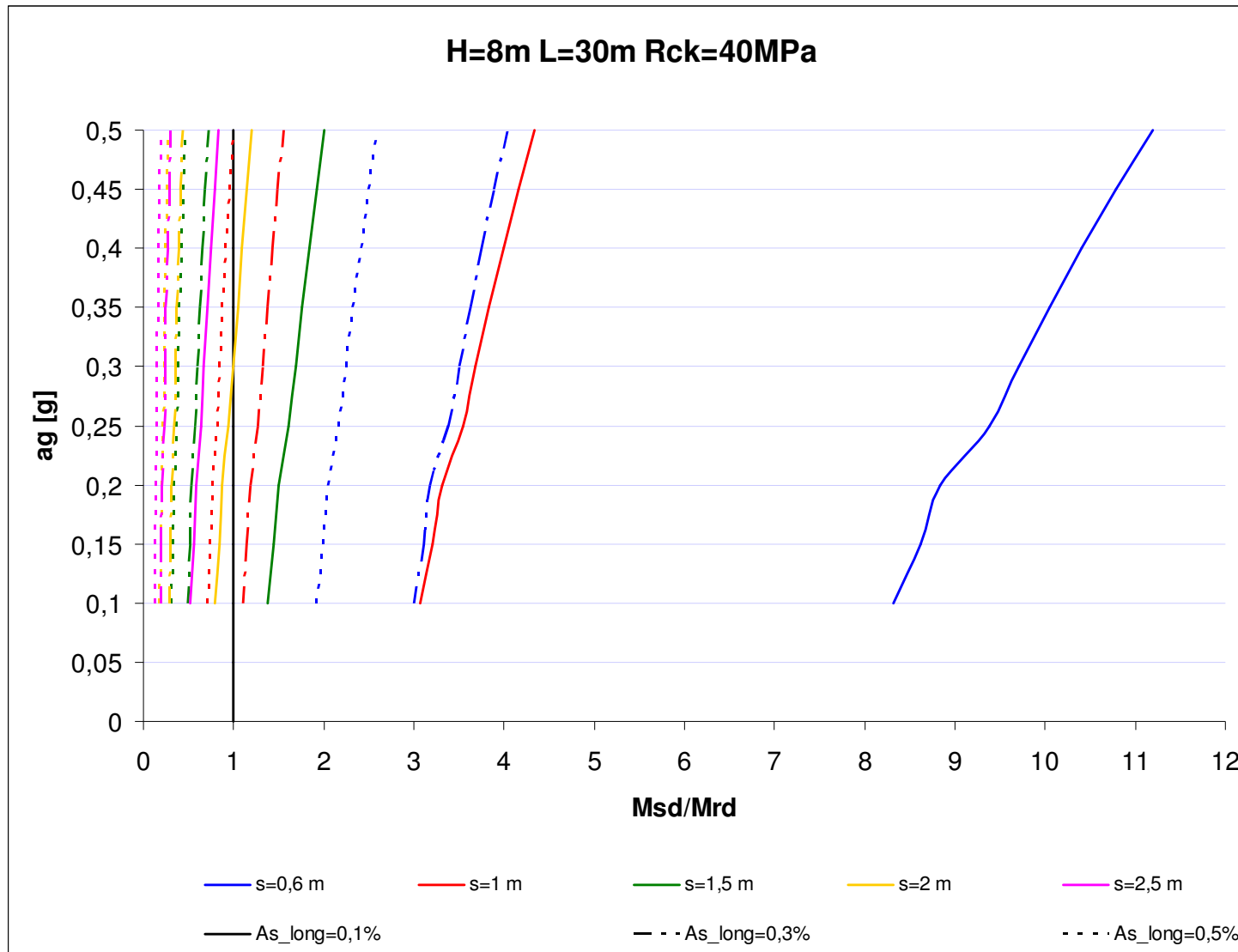


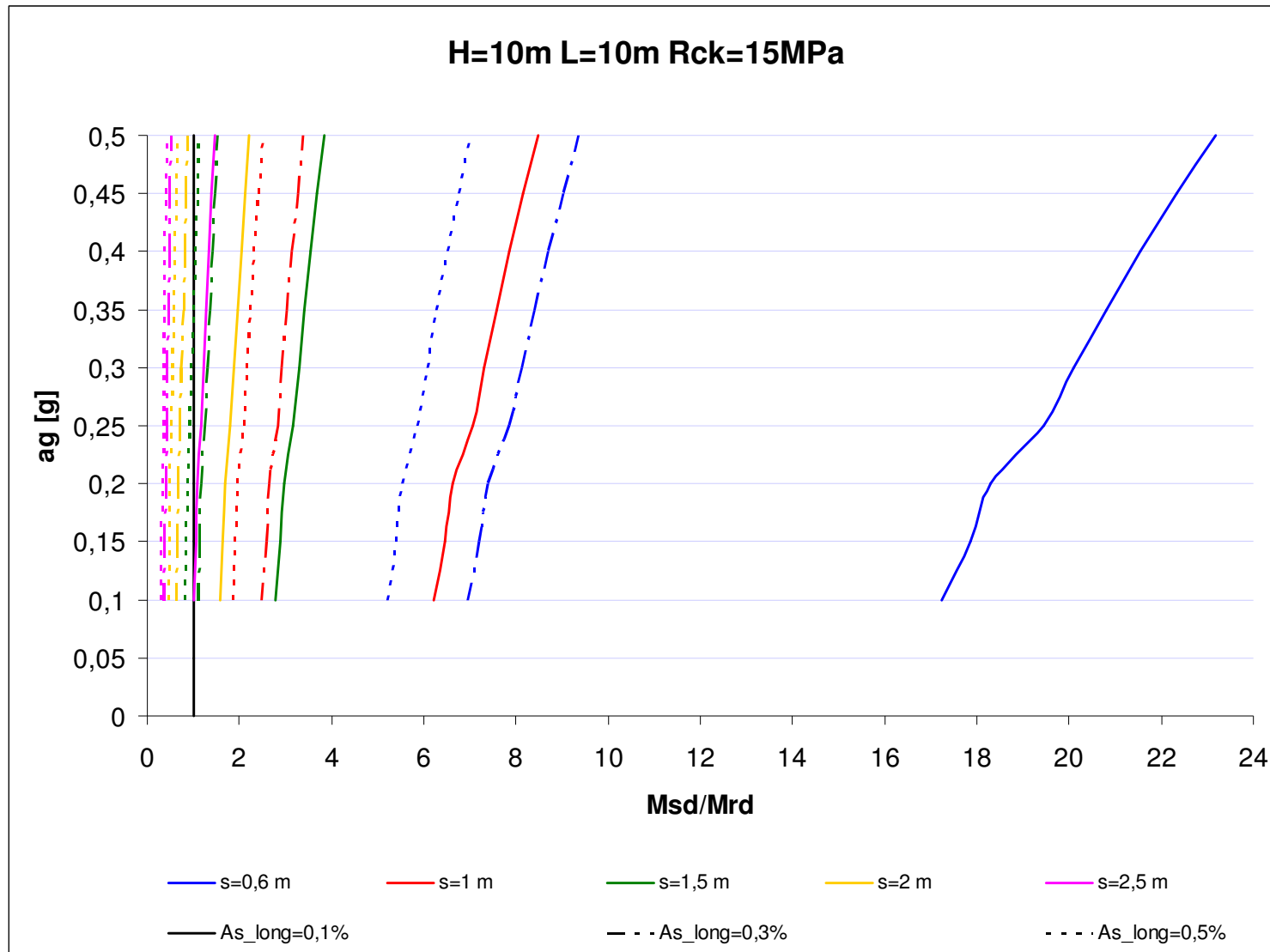


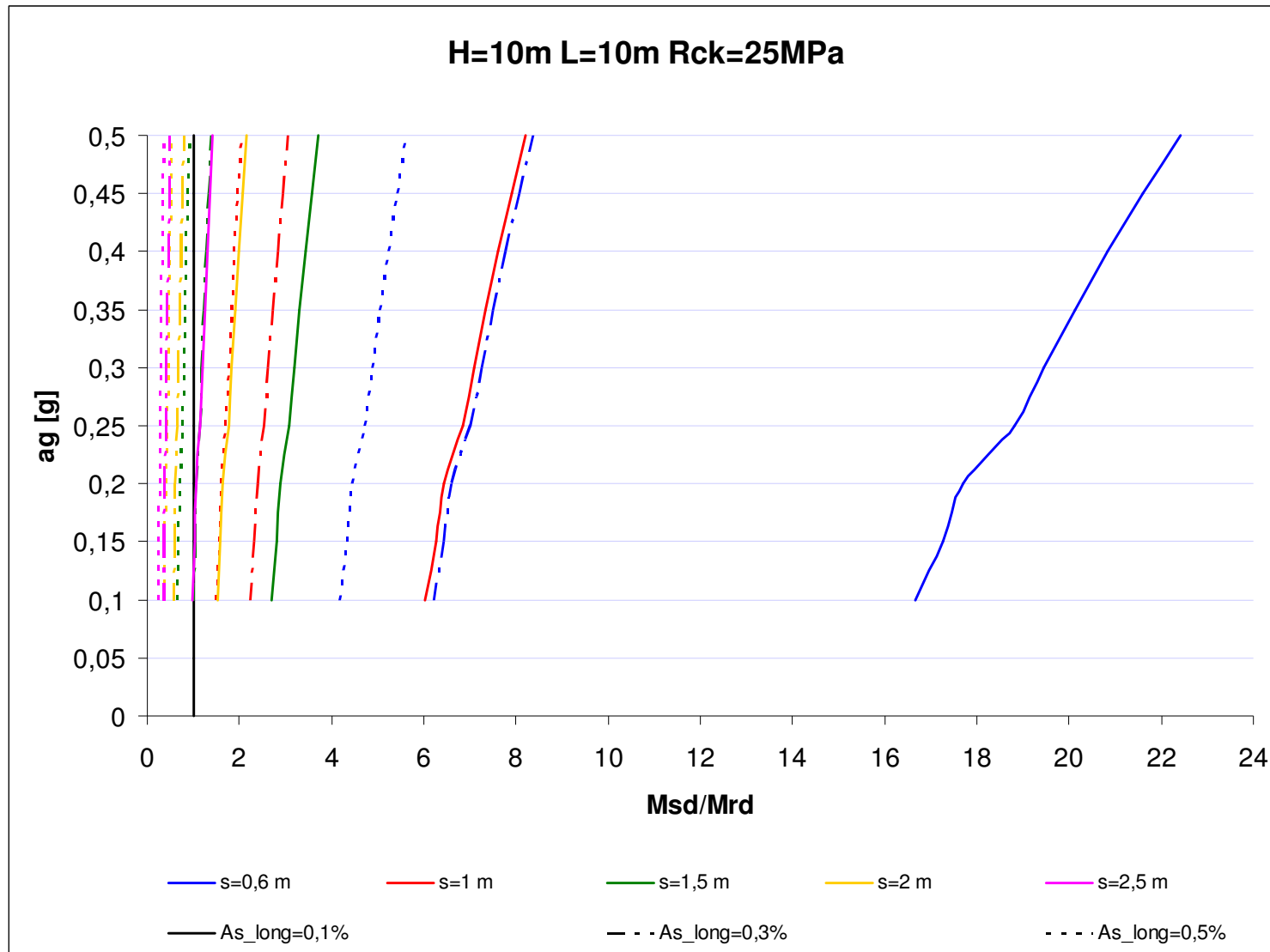


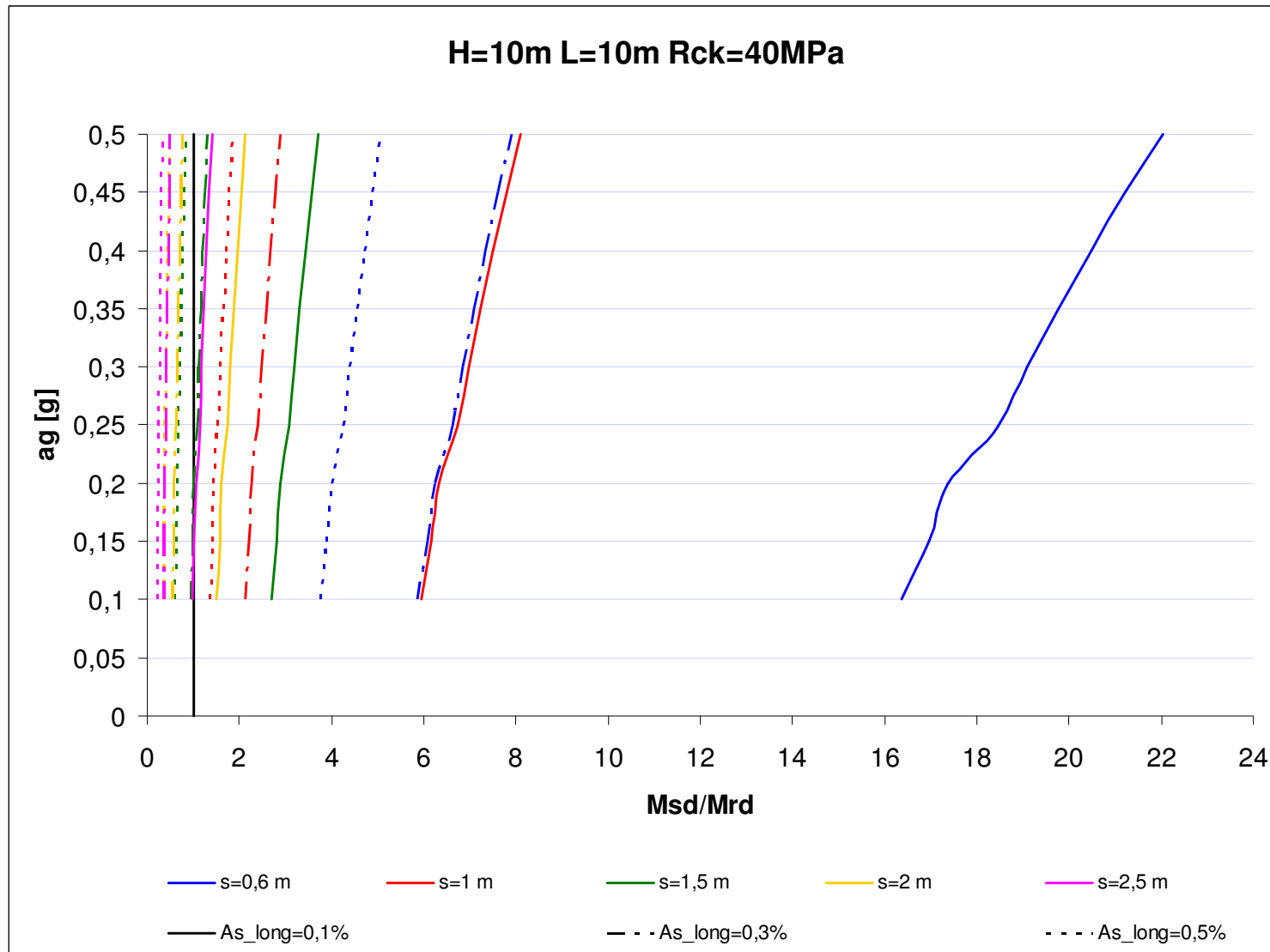


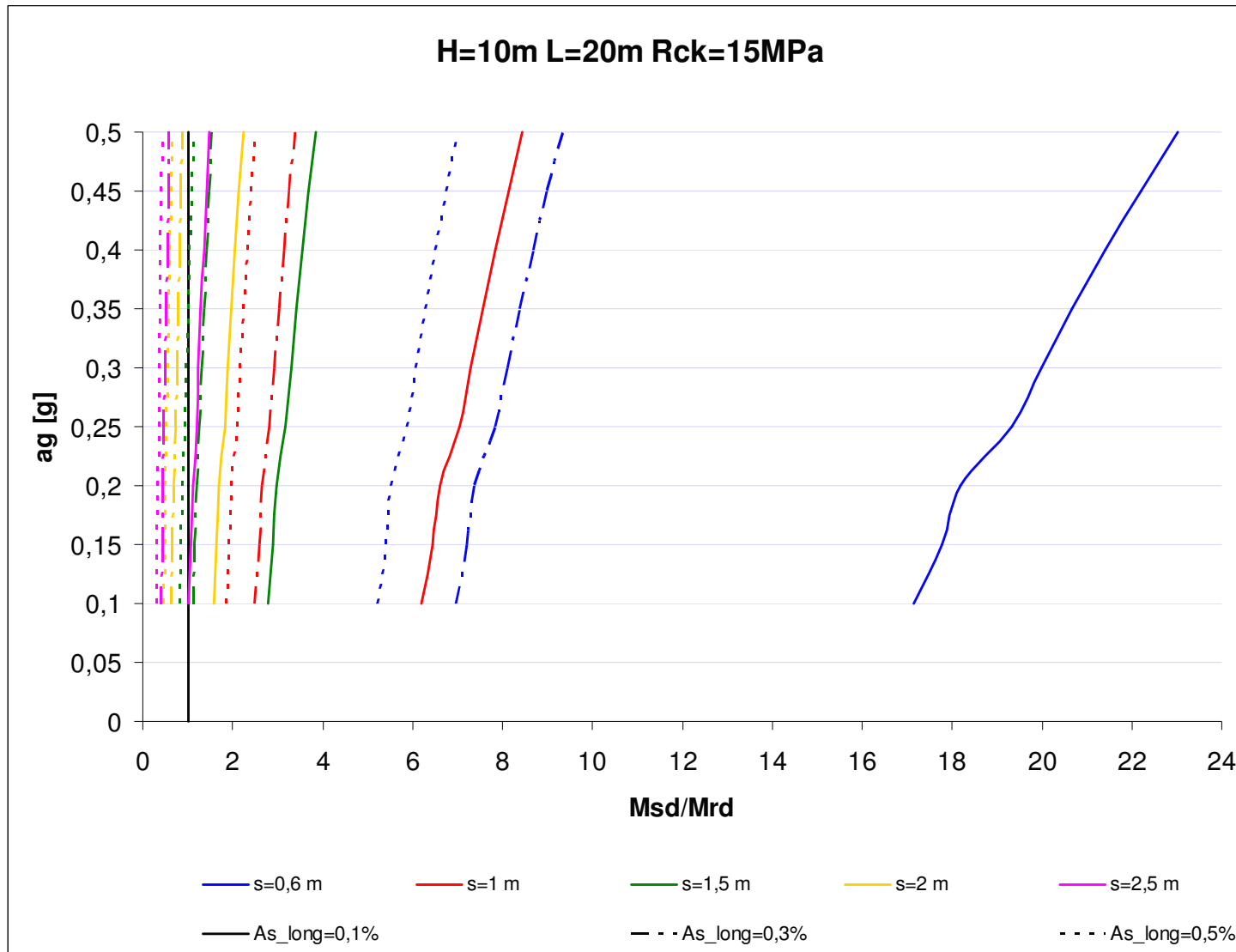


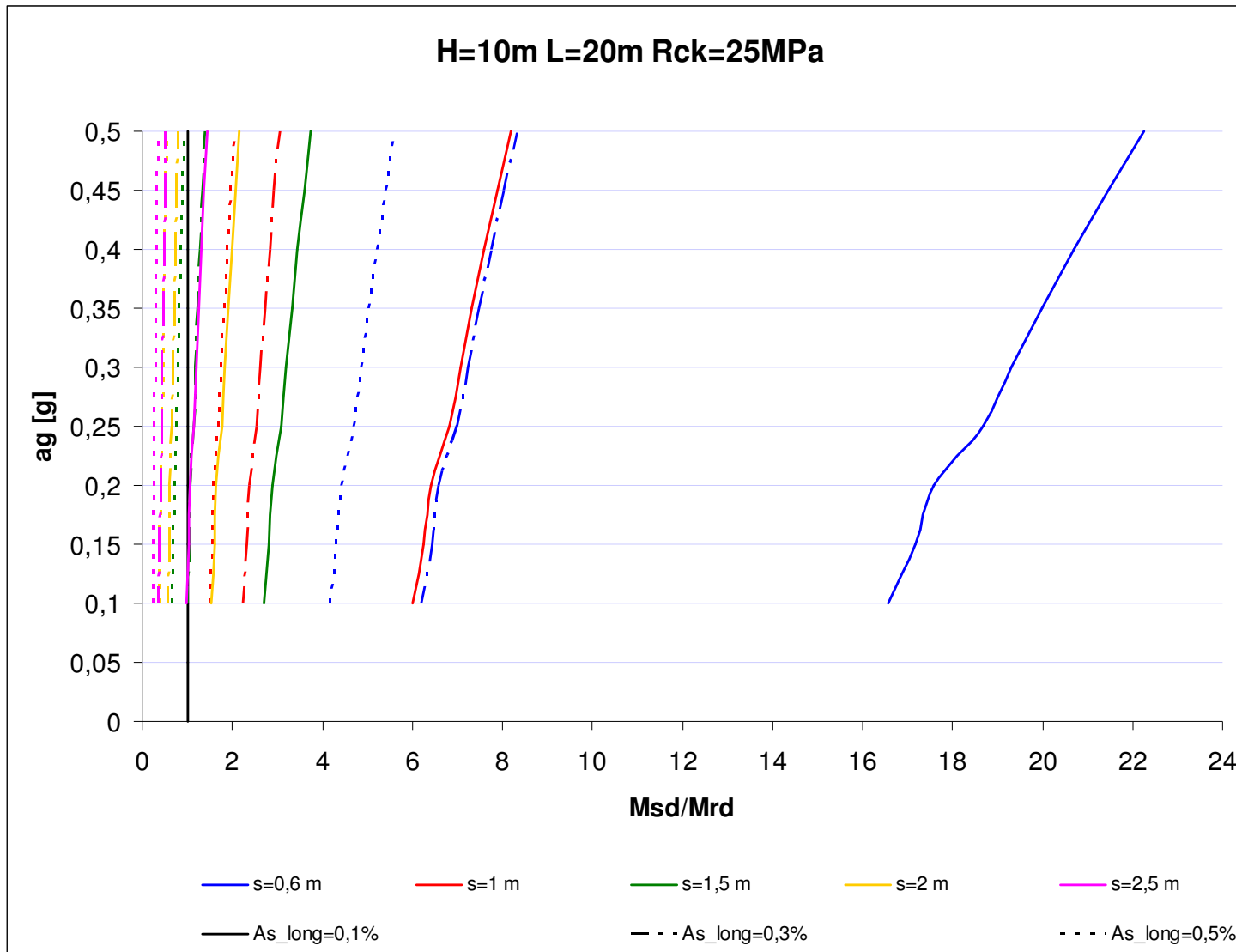


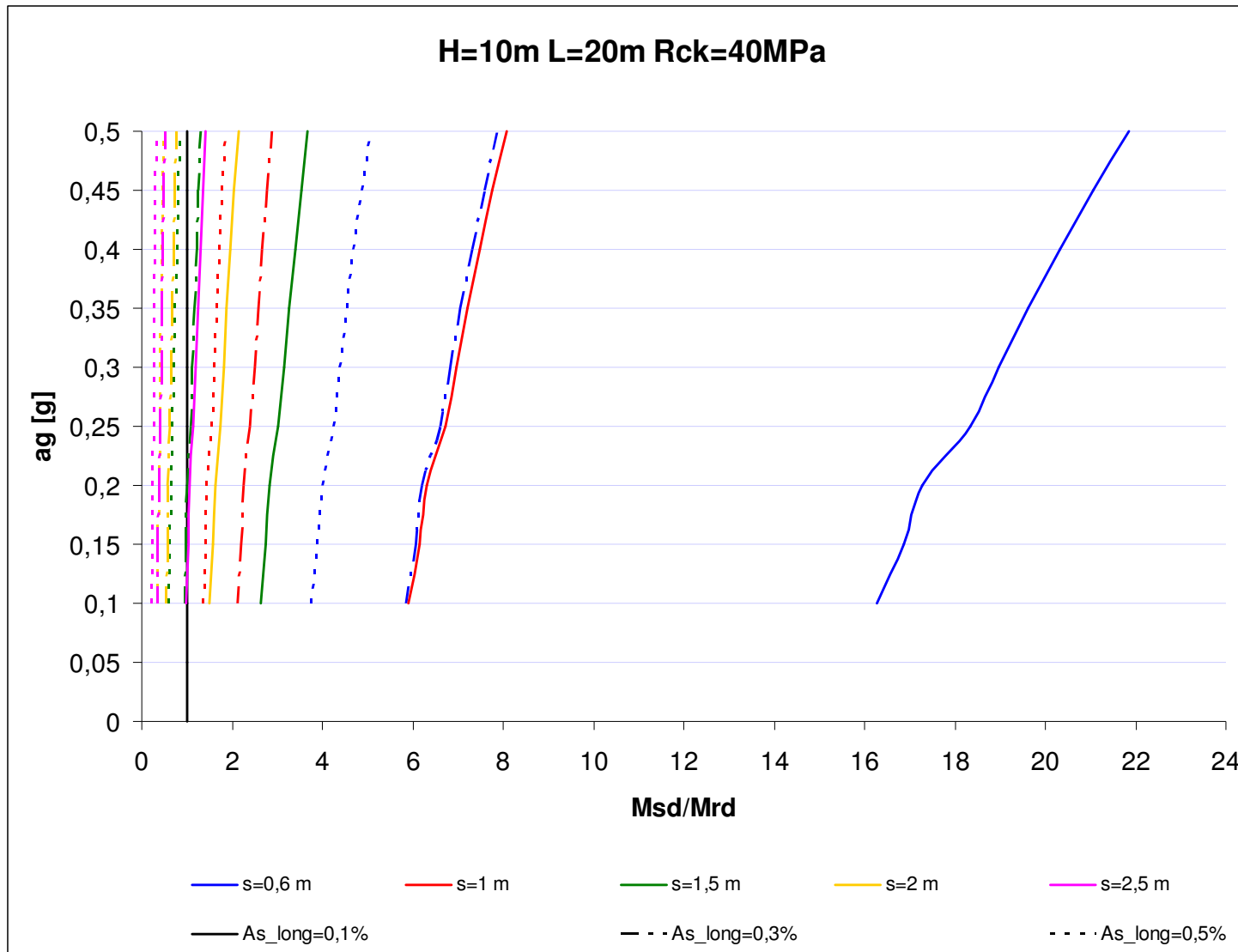


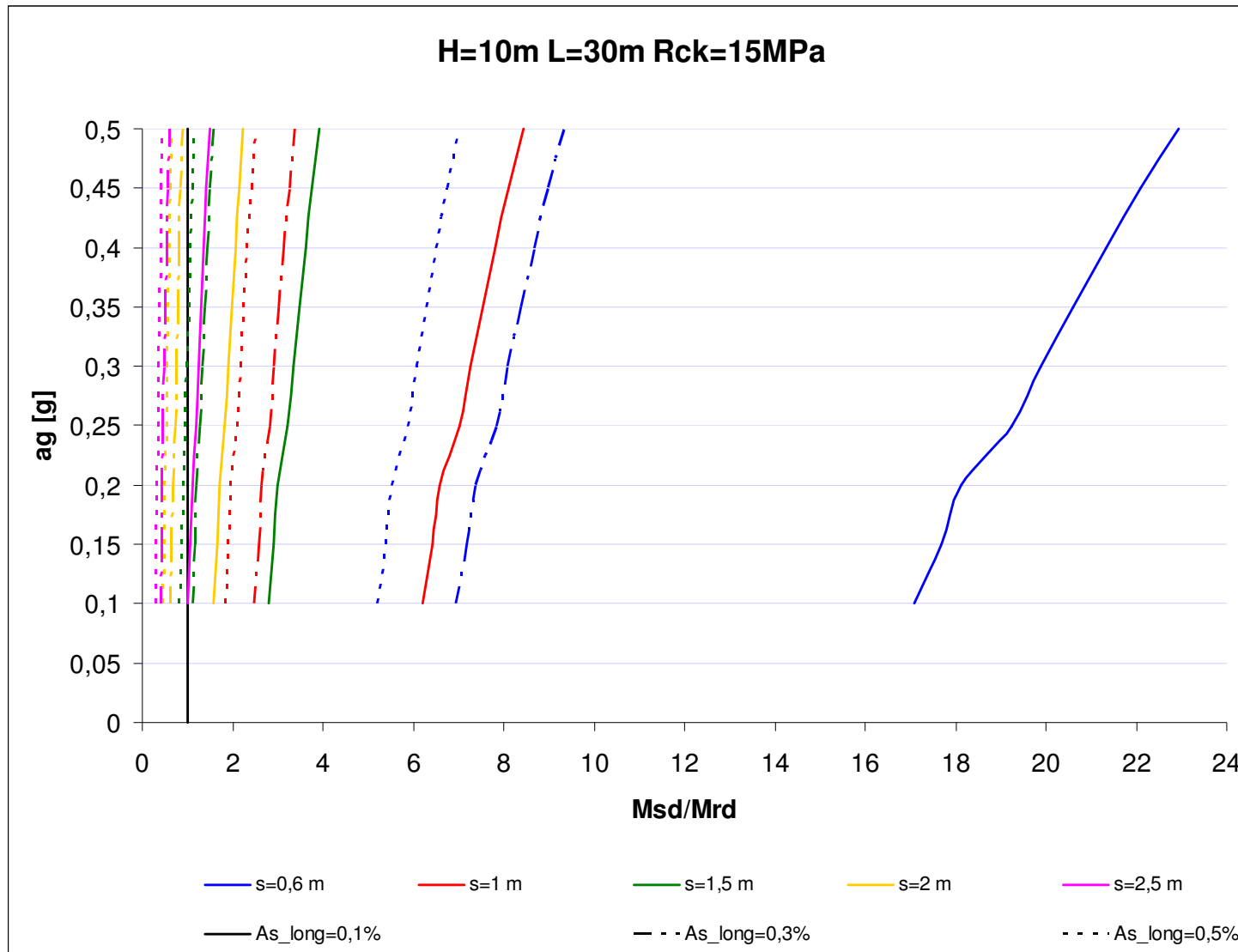


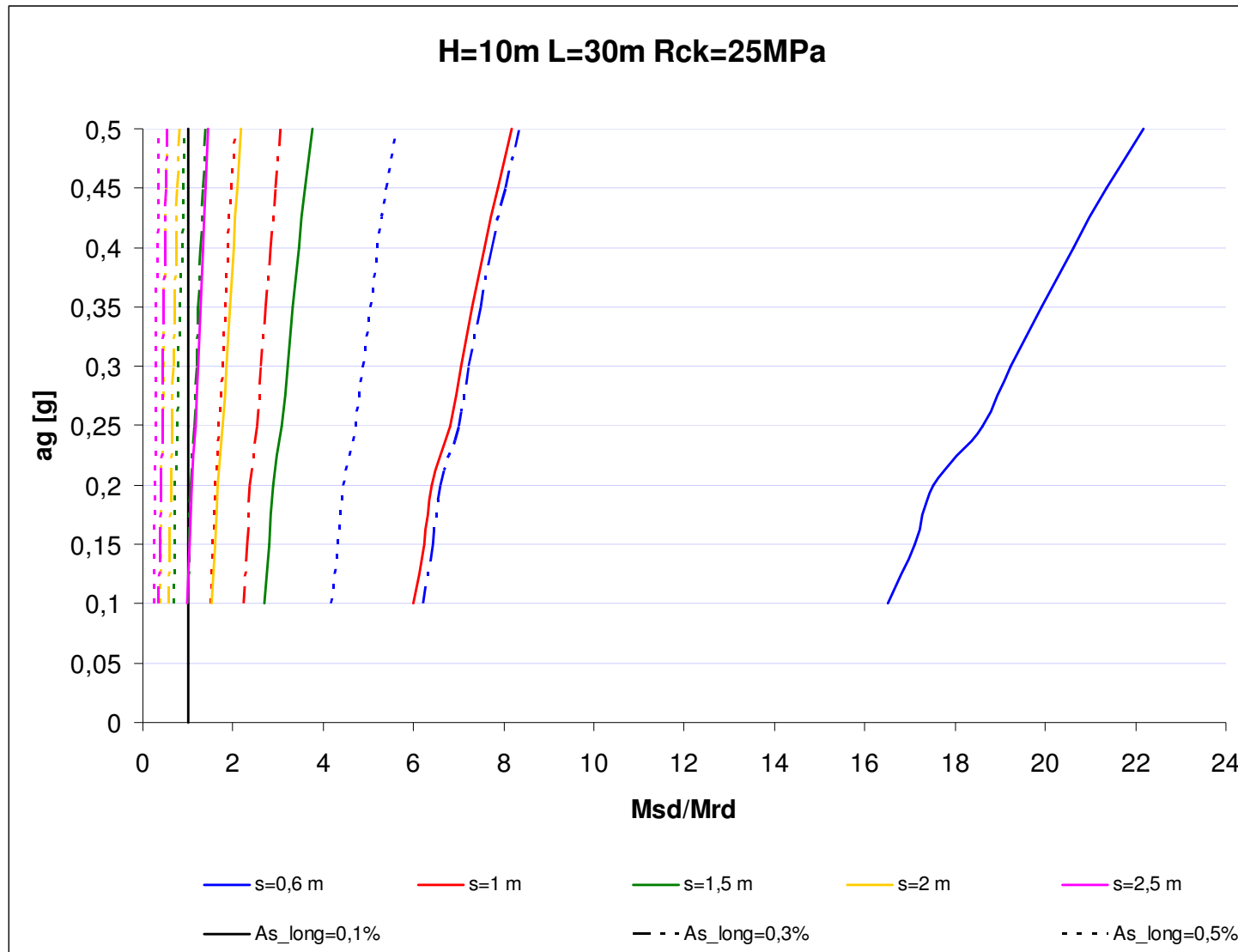


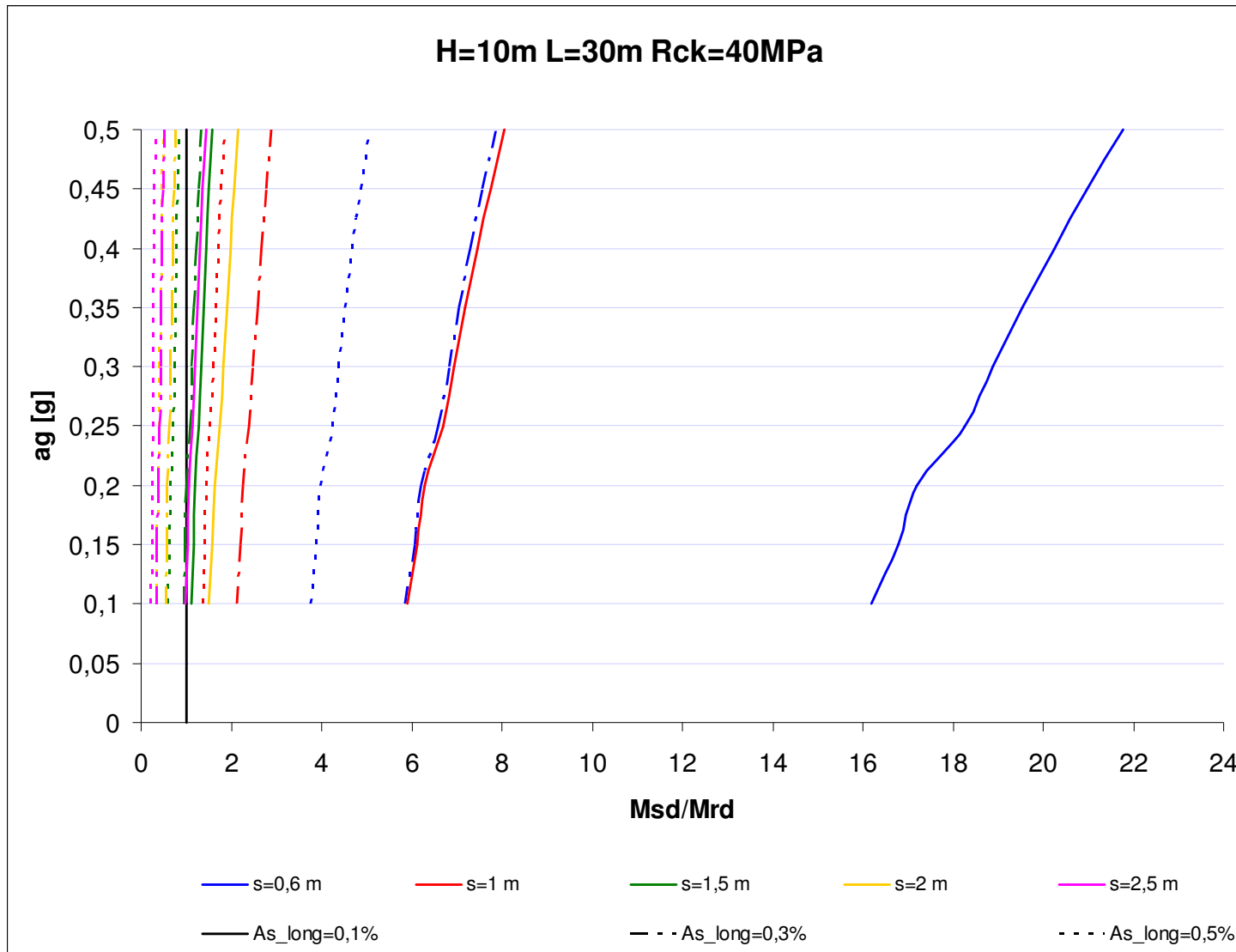


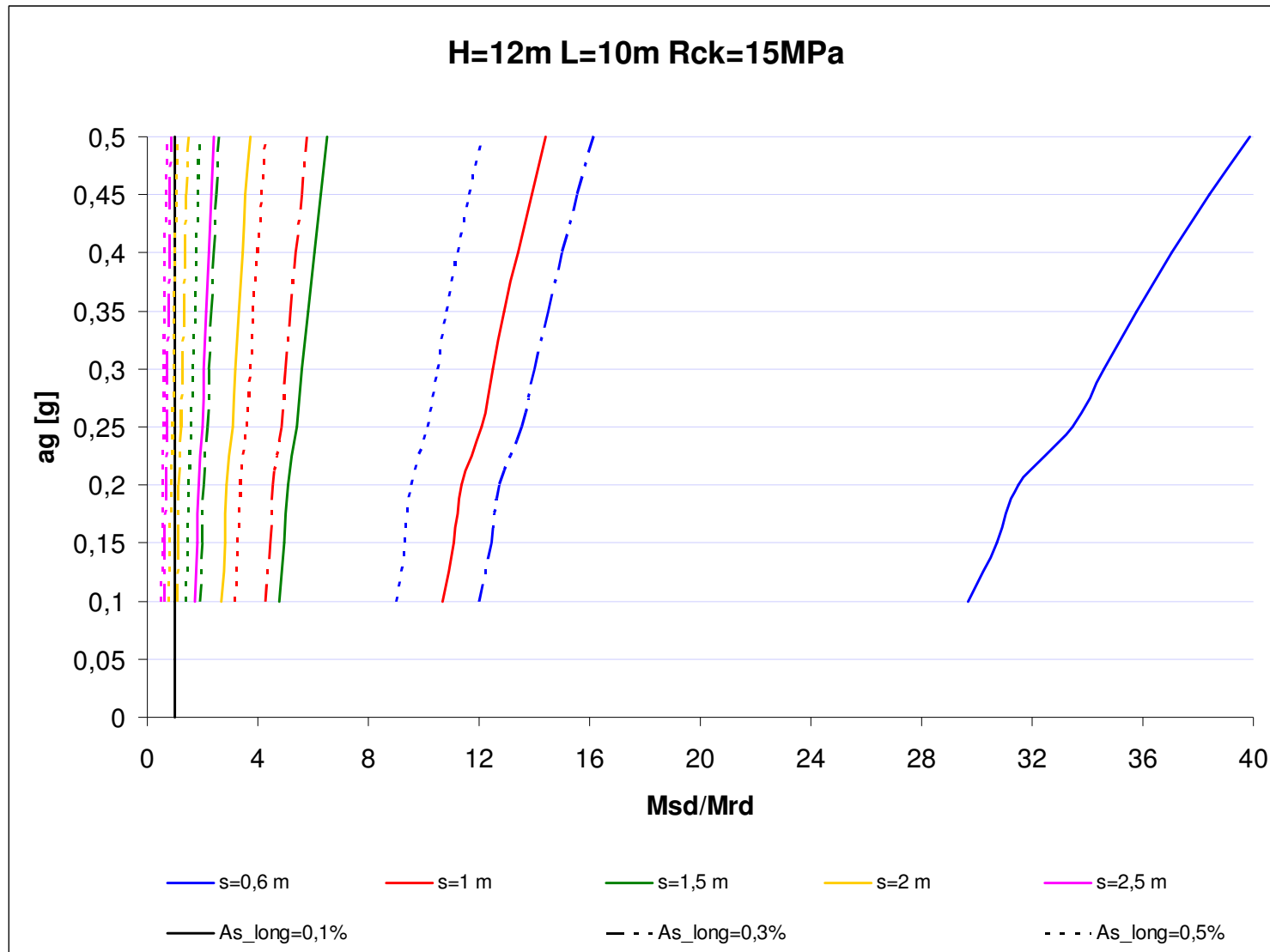


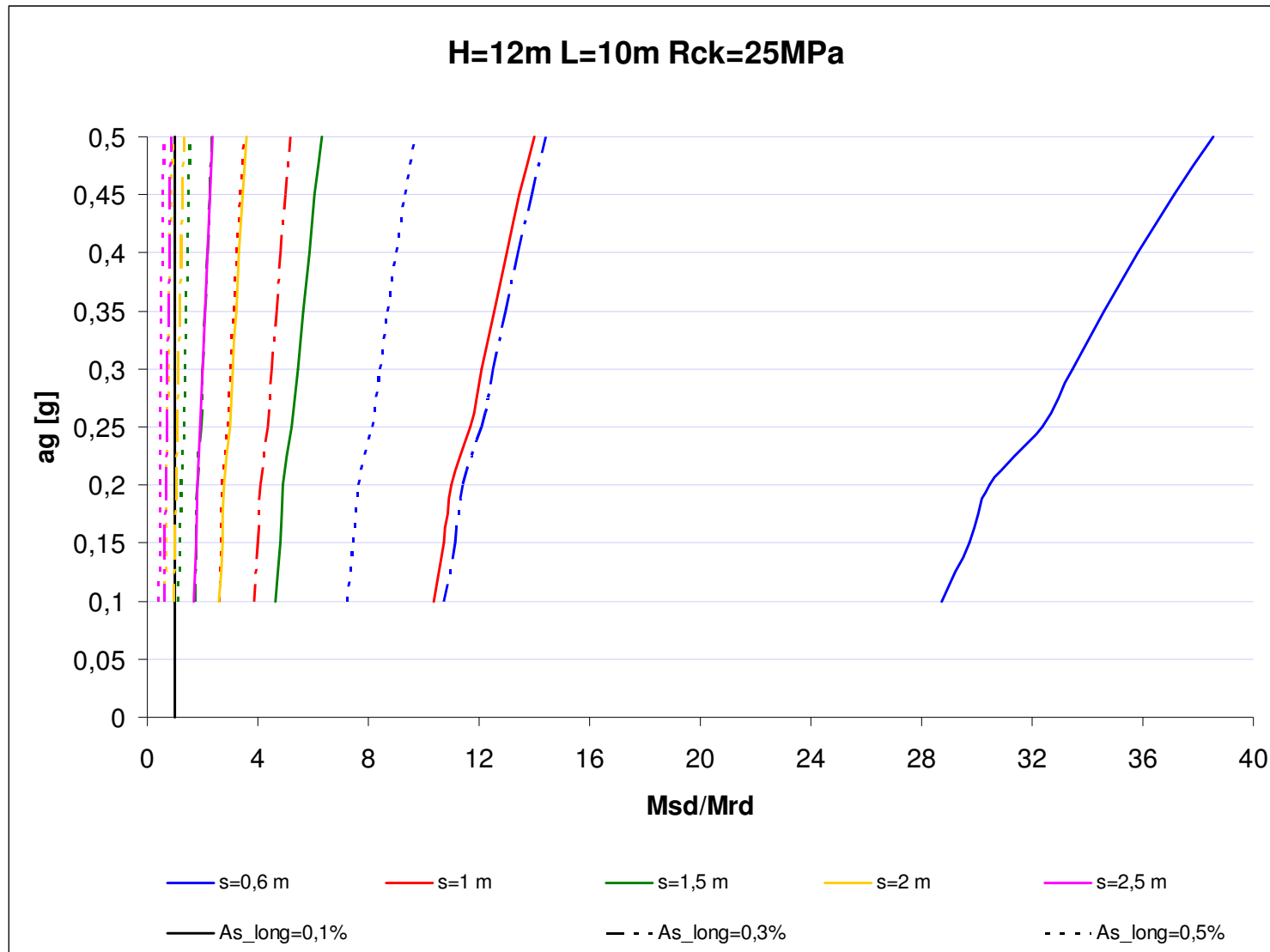


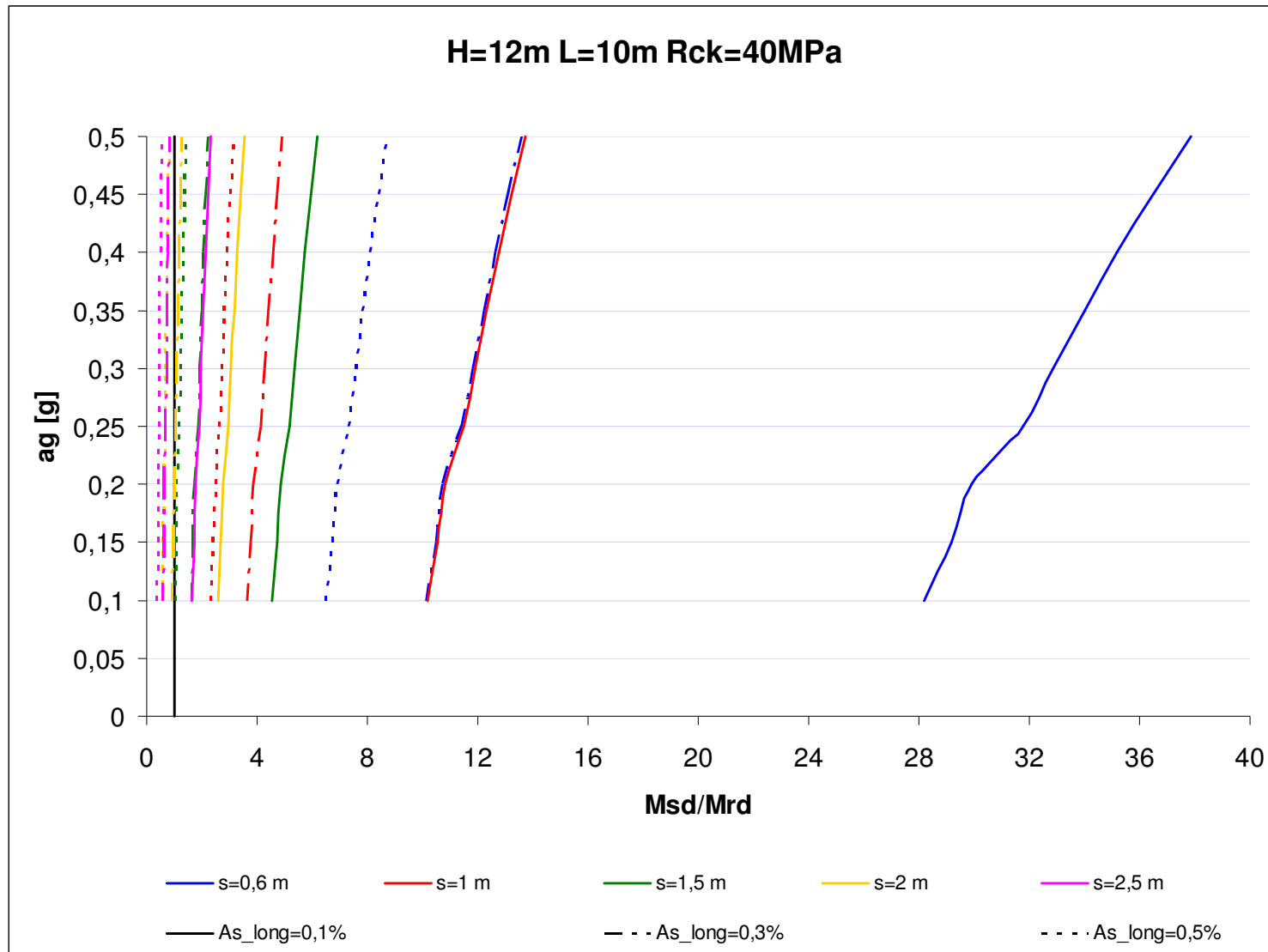


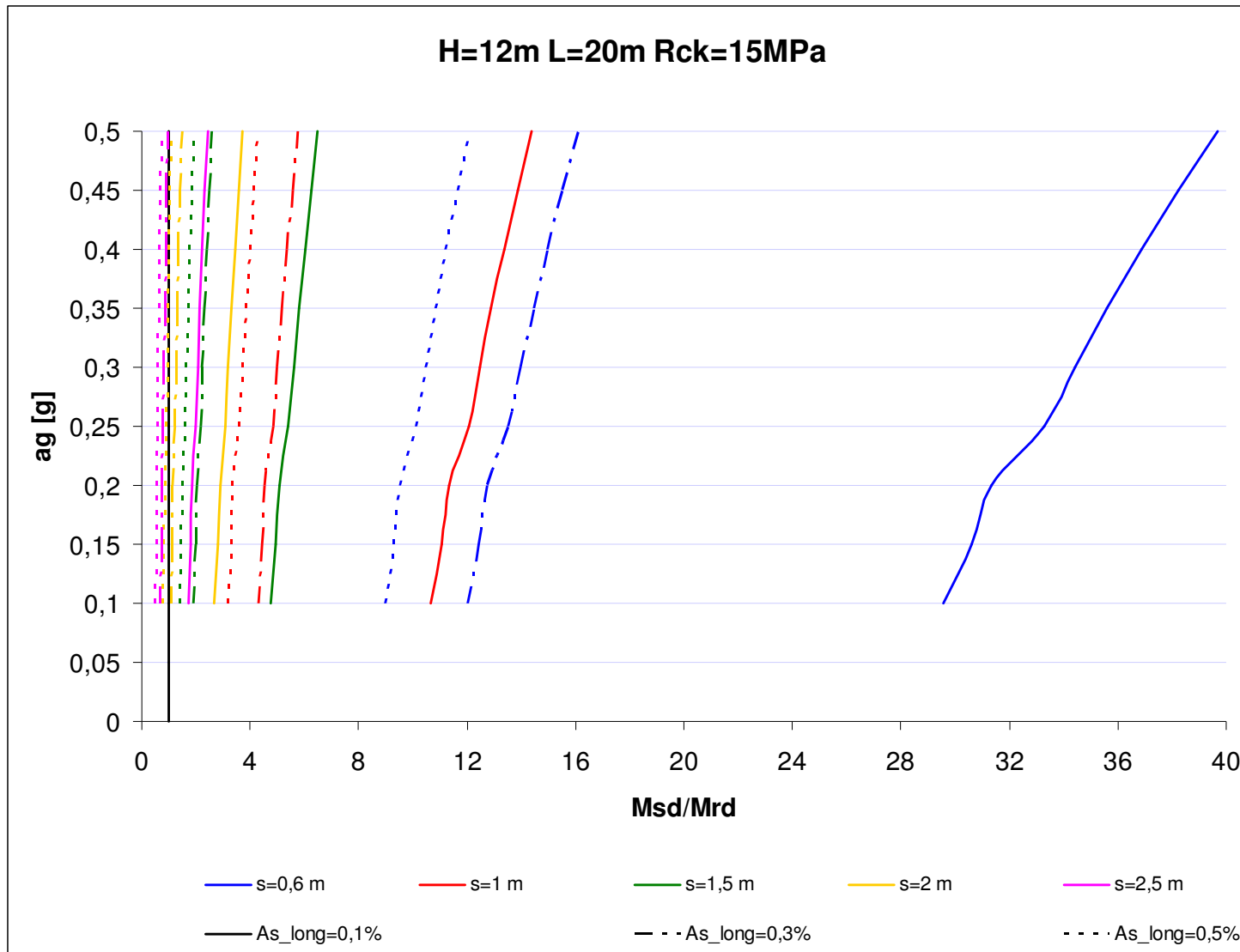


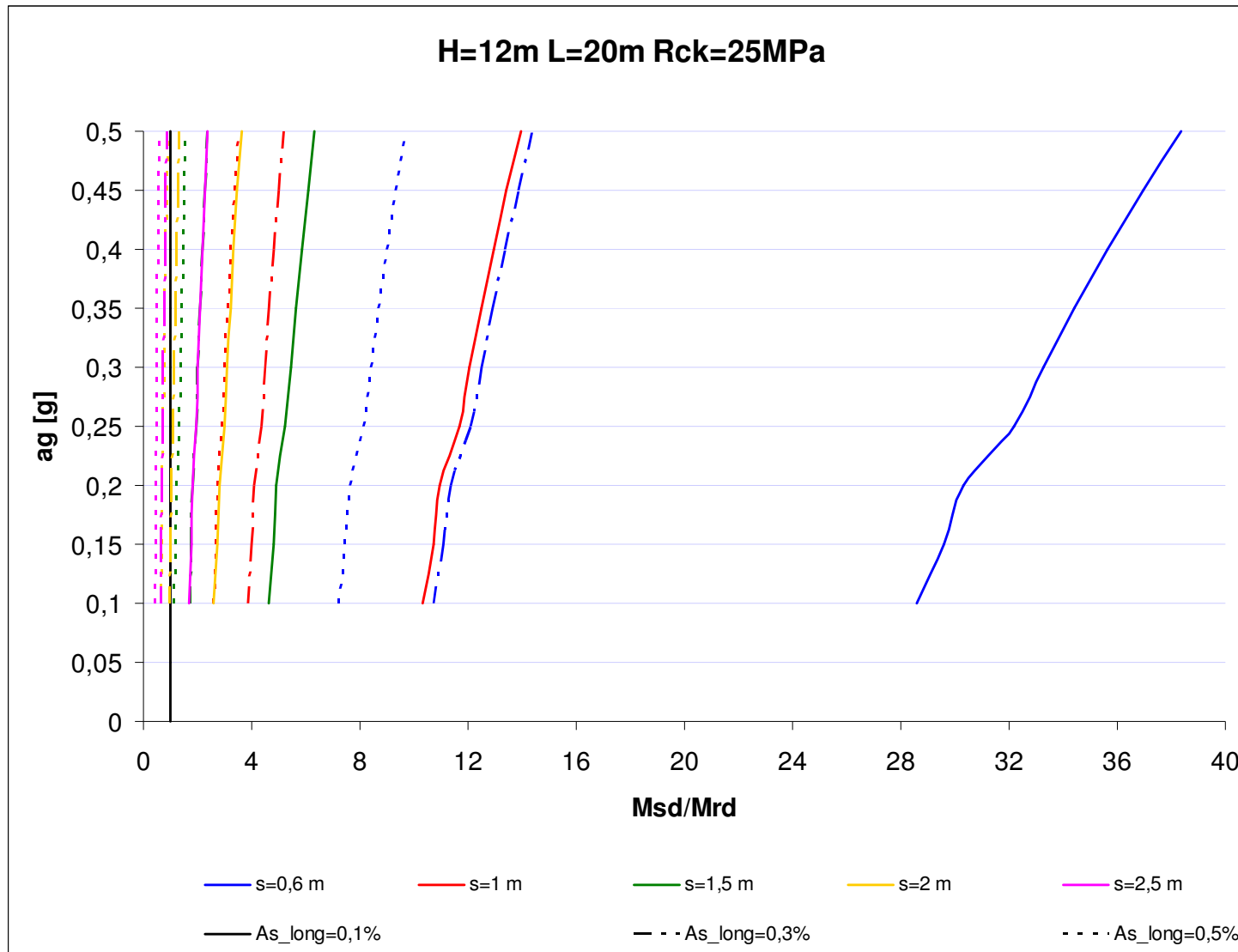


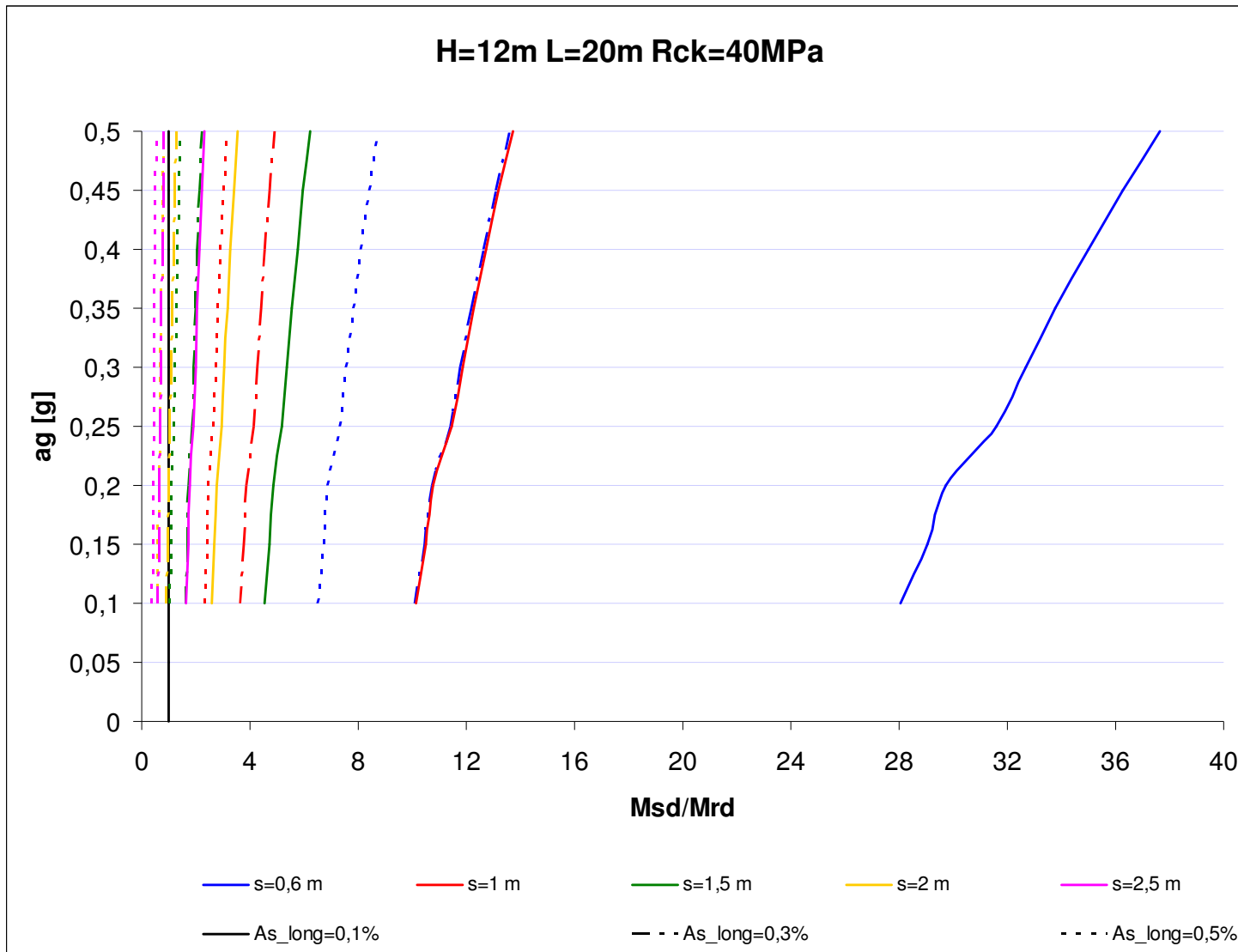


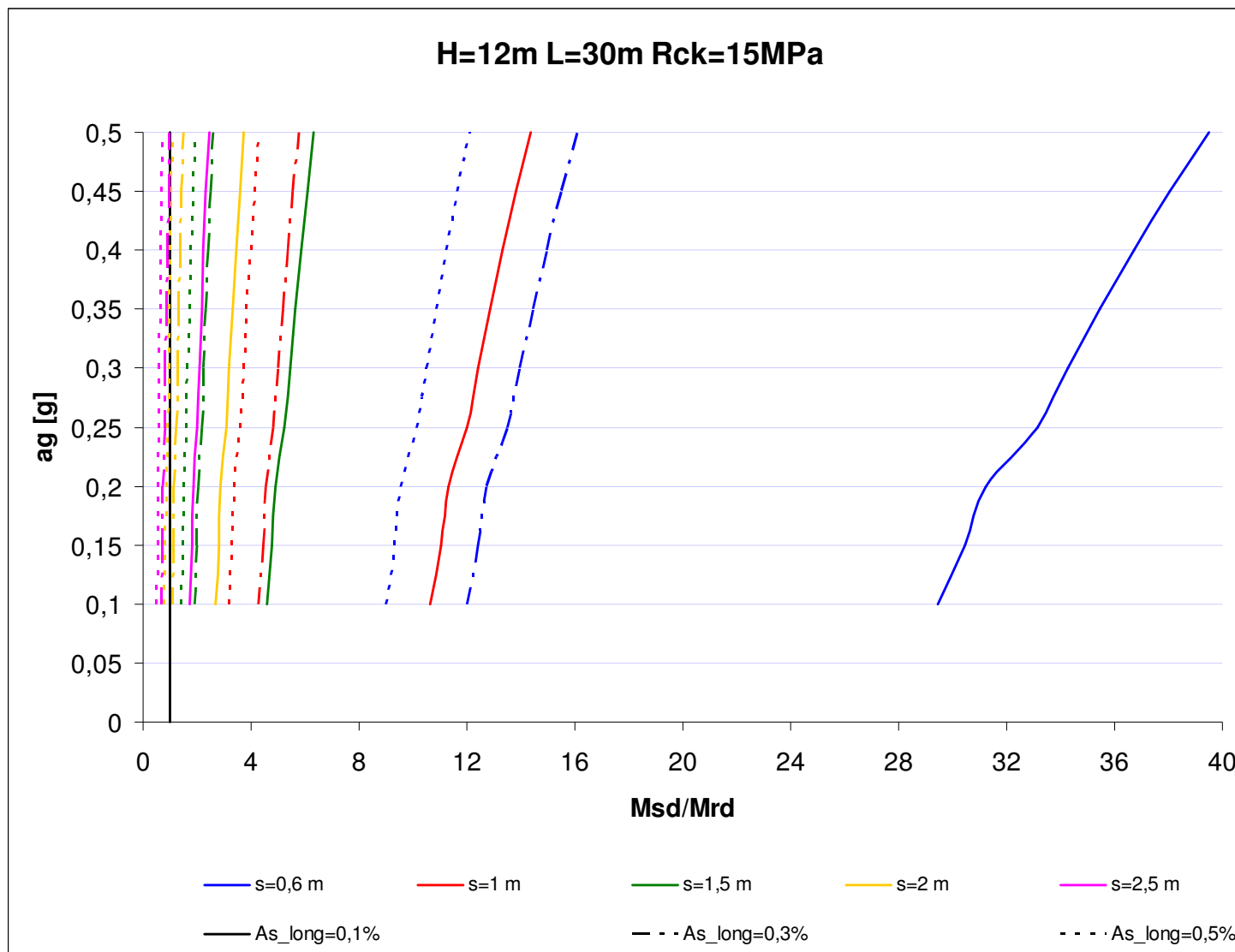


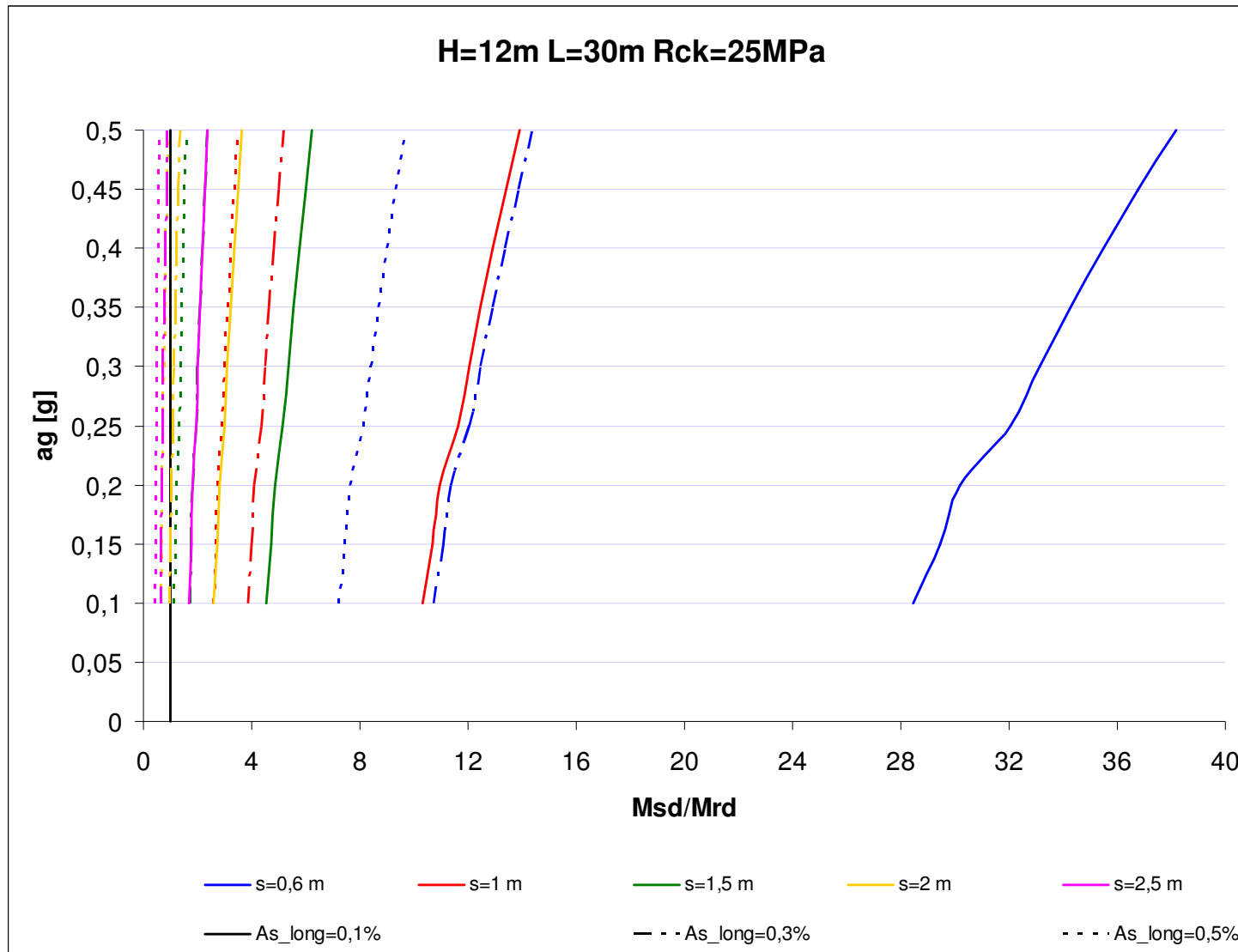


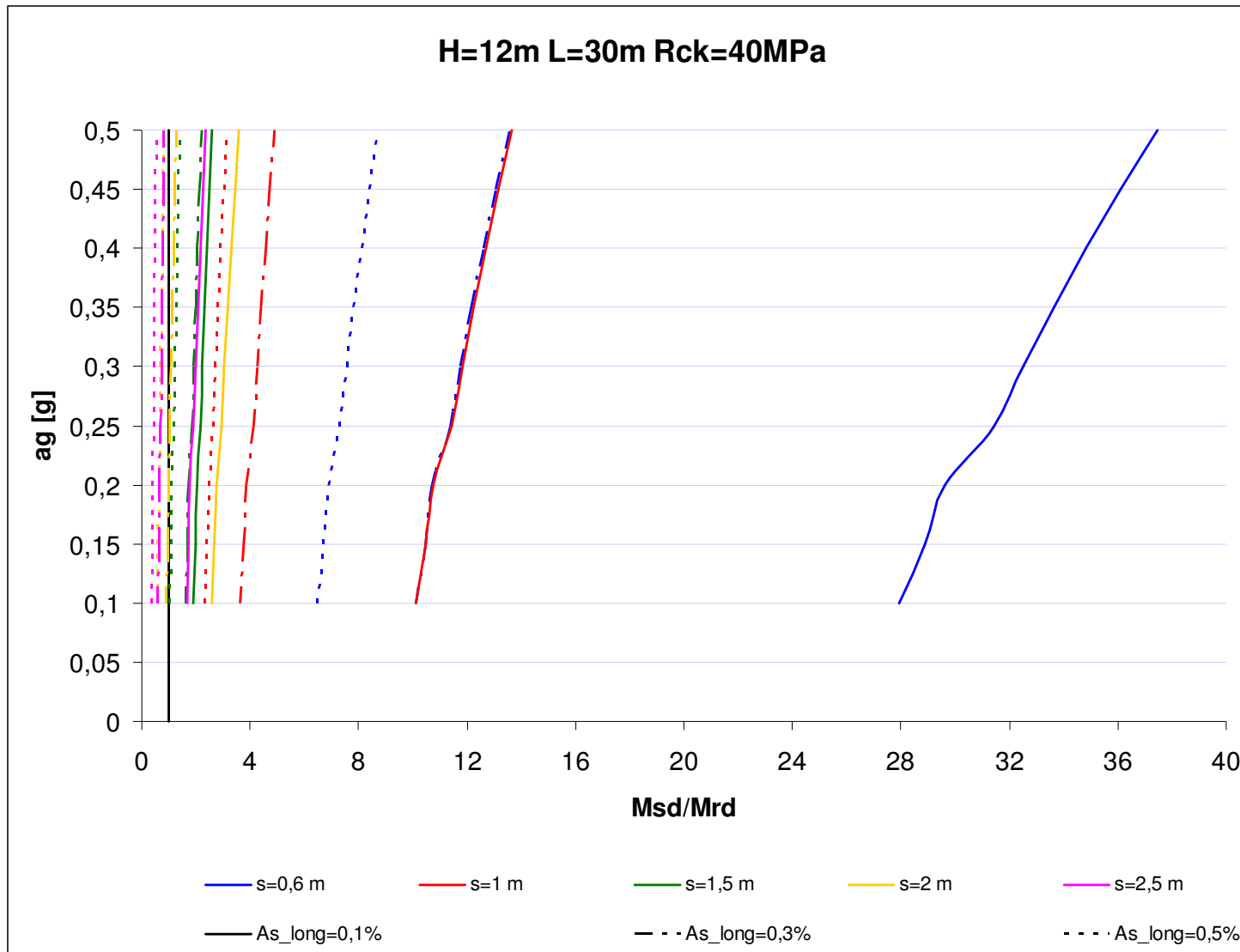












BIBLIOGRAFIA

- [1] Aene Henriksen, Ministry of Transport, Denmark **“Bridge Management - Routine Maintenance: Recent Experience with the Routine Management Module in the DANBRO Bridge Management System”**
- [2] Austroads Inc., **“Bridge Management Systems - the State of the Art”**, Sydney 2002
- [3] Ayao Miyamoto, Kei Kawamura, Hideaki Nakamura, **“Bridge Management System and Maintenance Optimization for Existing Bridges”**, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering 15 (2000)
- [4] Ayao Miyamoto, Kei Kawamura, Hideaki Nakamura, **“Development of a bridge management system for existing bridges”**, Advances in Engineering Software 32 (2001)
- [5] Adey Bryan T., Klatter Leo, Kong Jung S., **“The Iambas Bridge Management Committee overview of existing bridge management systems”**, July 2010
- [6] Calvi G.M., **“Le parti costituenti di un ponte ed i relativi particolari costruttivi: I vincoli (Appoggi e Giunti)”**, Lezioni del corso “Teoria e Progetto dei Ponti”, Università degli Studi di Pavia
- [7] Carpinteri A., **“Scienza delle costruzioni”**, Pitagora Editrice Bologna, 1995
- [8] Carturan F., Pellegrino C., Rossi R., Gastaldi M., Modena C., **“An integrate procedure for management of bridges networks in seismic areas”**, Bull Earthquake Eng (2013)
- [9] Conti Puorger A., Traini G., **“Attuali orientamenti nella progettazione e costruzione di travate metalliche per i ponti dell FS”**, Ingegneria Ferroviaria, Aprile 1984
- [10] **Convegno CIFI**, Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università degli studi di Padova, Maggio 2013
- [11] **Convenzione RELUIS - UniPD e UniNA per RFI**
- [12] Convenzione RELUIS - UniTn per RFI **“Criteri e metodologie per l’esecuzione delle verifiche sismiche di ponti in carpenteria metallica”**, 2012
- [13] Convenzione RELUIS - UniTn per RFI All. 5 **“Capitolato tecnico. Esecuzione delle verifiche sismiche dei ponti ferroviari in c.a. e in carpenteria metallica: livello 1 e livello 2”**, 2012

- [14] Convenzione tra Veneto Strade S.p.A. ed il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova, **“Svolgimento delle verifiche tecniche dei ponti ubicati nella regione Veneto in base all’ordinanza N. 3431/2005”**
- [15] Convenzione attuata tra Vi.abilità S.p.A. ed il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova, **“Verifiche sismiche di 150 ponti e viadotti in gestione a Vi.abilità S.p.A.”**
- [16] De Brito J., Branco F.A., Thoft-Christensen P., Sørensen J.D., **“An expert system for concrete bridge management”**, Engineering Structures, Vol. 19, No. 7 (1997)
- [17] Duffy L., **“Development of Eirspan: Ireland’s bridge management system”**, Bridge Engineering, September 2004 Issue BE3
- [18] Franchetti P., Grenede M, Modena C, Sleijko F., Bergo D., **“Evaluation for seismic risk: application to bridges and viaducts in veneto (Italy)”**, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver August 2004
- [19] Fruguglietti E., Pasqualato G., Spallarossa E., **“Bridge Management System implementation in Italy: Pontis and othe BMS application in Italy”**
- [20] Gatulli V., Chiaramonte L., **“Condition Assessment by Visual Inspection for a Bridge Management System”**, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering 20 (2005)
- [21] **Hazus® - MH 2.1, Technical Manual**
- [22] **Istruzione 44c per RFI**
- [23] Lee J., Sanmugarasa K., Blumenstein M., Loo Y., **“Improving the reliability of a Bridge Management System (BMS) using an ANN-based Backward Prediction Model (BPM)”**, Automation in Construction 17 (2008)
- [24] Majorana C., Modena C., Franchetti P., Grenede M., Secchi S., **“Fondamenti di dinamica e di ingegneria sismica”**, McGraw-Hill 2007
- [25] Masi F., **“Costruire in acciaio”**, Hoepli editore S.p.A. 1996
- [26] Merlo F., Rampazzo A., **Geotecnica appunti ed esercizi**
- [27] Miranda P.A., Calvi G.M., Pinho R., Priestley M.J.N., **“Displacement-Based Assessment of RC Columns with Limited Shear Resistance”**, IUSS Press 2005
- [28] Morbin R., **“Strategie di valutazione della vulnerabilità sismica di tipologie ricorrenti di ponti stradali”**, tesi di laurea, Università degli Studi di laurea, a.a. 2008-09;

- [29] Pellegrino C., Pipinato A., Modena C., **“A simplified management procedure for bridge network maintenance”**, Structure and Infrastructure Engineering (2009)
- [30] Pietrangeli M.P., **“Progettazione e costruzione di ponti”**, Casa Editrice Ambrosiana 2012
- [31] Pipinato A., **“Nuovi approcci per il management, la manutenzione ed il controllo delle reti di ponti”**, esempi di Architettura on.line
- [32] Presidenza del Consiglio dei Ministri, **“Vulnerabilità, esposizione, pericolosità e rischio sismico”**, Dipartimento della Protezione Civile
- [33] Presidenza del Consiglio dei Ministri, **“Classificazione sismica”**, Dipartimento della Protezione Civile
- [34] Priestley M. J. N., Calvi G. M., Kowalsky M. J., **“Displacement based seismic design of structures”**, IUSS Press, 2007;
- [35] Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M., **“Seismic Design and Retrofit of Bridges”**, Jhon Wiley & Sons, Inc. - New York - 1996
- [36] Priestley M.J.N., Seible F., Chai Y.H., **“Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance”**, Report n. 92/01, San Diego (CA) 1992
- [37] **Quadrimestrale di Rete Ferroviaria Italiana, Anno 3 - n. 6 - luglio 2005**
- [38] Sabia D., **“Effetti del sisma sulle strutture da Ponte”**, Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, 2011
- [39] Small Edgar P., Philbin Terry, Fraher Michael, Romack George P., **“Current status of bridge management systems implementation in the United States”**, TRB 498
- [40] Staal S., Fardeau V., **“Risk-based methodology applied to bridge scour:analysis and implementation on the national road network”**, Paris August 2012
- [41] Thompson Paul D., Small Edgar P., Johnson Michael, Marshall Allen R., **“The Pontis Bridge Management System”**, Structural Engineering International, Vol 8, No. 4, November 1998
- [42] Transportation Research Circular, **“9th International Bridge Management Conference”**, Orlando (FL) April 2003
- [43] Vitaliani R., Scotta R., Saetta A., **“Il calcolo agli Stati Limite delle strutture in calcestruzzo armato”**, ed. Libreria Progetto Padova, 2002;

[44] William E. Robert, Allen R. Marshall, Richard W. Shepard and Josè Aldayuz **“The Pontis Bridge Management System: State-of-the-Practice in Implementation and Development”**, November 2002

[45] Woodward R.J., **“Deliverable D14 Final Report - Brime”**, March 2001

[46] Yanev B., **“Management of bridges in New York City”**, Engineering Structures, Vol. 20, No 11, November 1998

NORMATIVA

- CNR 10011/88 “Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”, Consiglio Nazionale delle Ricerche
- CNR 10018/87 “Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l’impiego” Consiglio Nazionale delle Ricerche
- D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, Ministero delle Infrastrutture, Ministero dell’Interno, Dipartimento della Protezione Civile
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”
- Eurocodice 0 “Criteri generali di progettazione strutturale”, Aprile 2006
- Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”, Novembre 2005
- Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”, Marzo 2005
- OPCM 3274/2003
- UNI EN 1337 “Appoggi strutturali”, Giugno 2000

SITI INTERNET

www.protezionecivile.gov.it

www.ibrid.dic.unipd.it

www.ingv.it

RINGRAZIAMENTI

Arrivati alla fine di questo percorso, i ringraziamenti, oltre che un fatto dovuto diventano un piacere personale.

Un sincero e doveroso ringraziamento ai miei genitori, ai miei nonni e a tutti i parenti per il costante supporto e sostegno in tutti questi anni.

Un grazie speciale a Fabio per l'aiuto e l'appoggio durante la stesura del presente elaborato.

Grazie a Milena, Irene e Federica e a tutti gli amici per la pazienza e per esserci sempre.

Grazie a Veneto Strade S.p.A., sede di Belluno, nelle persone di Ing Lara Stefani e Ing. Lorenzo Roldo, per il materiale fornito.

Grazie a Veneto Strade S.p.A., sede operativa di Mestre, e a RFI, per la documentazione su cui si basa il presente lavoro di tesi.

Un ringraziamento speciale al Prof. Ing. Gianmichele Calvi, presidente di EUROCENTRE, Pavia; fondatore e direttore della Scuola Europea per gli Studi Avanzati nella Riduzione del Rischio Sismico; direttore tecnico della società di ingegneria Studio Calvi S.r.l., Pavia; direttore tecnico della società RED, Pavia; direttore del Dipartimento di Meccanica Strutturale dell'Università di Pavia; professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni, IUSS Pavia; direttore dell'IAEE.

Sono profondamente grata a tutti i professori e assistenti dell'ateneo, incontrati in questi anni, per la formazione culturale impartitami e la disponibilità dimostrata.

In particolare desidero ringraziare il mio relatore Prof. Ing. Claudio Modena, professore ordinario di "Progetto di Ponti", Università di Padova, e Direttore Tecnico e Legale Rappresentante dello Studio Modena Ingegneria S.r.l..

Ringrazio l'Ing Giovanni Tecchio per il materiale fornito, l'aiuto, la collaborazione nell'elaborazione del presente lavoro e per la costante disponibilità.

Se ho scordato qualcuno, sappia che manca in questo elenco ma non nella mia mente.

