

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



### INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA      Tratta MILANO – VERONA**  
**Lotto funzionale Brescia-Verona**

### PROGETTO ESECUTIVO

**RI88 – RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 106+304,00 A PK 107+684,00**

### TOMBINI CIRCOLARI – RELAZIONE DI CALCOLO

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b>  Data: _____	   Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	C L	R I 8 8 0 4	0 0 1	A

PROGETTAZIONE								
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	GUIARTE	06/09/19	AIELLO	06/09/19	LIANI	06/09/19	
B								
C								

CIG. 751447334A      File: INOR12EE2CLRI8804001A\_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 2 di 167
---------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

**INDICE**

1.	INTRODUZIONE .....	11
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	12
3.	CRITERI DI CALCOLO.....	13
3.1.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	13
3.2.	COMBINAZIONE DI CARICO .....	14
3.2.1.	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i> .....	14
3.2.2.	<i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i> .....	15
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	16
4.1.	CALCESTRUZZO PER MAGRONE.....	16
4.2.	CALCESTRUZZO .....	16
4.3.	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	16
4.4.	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI .....	17
4.5.	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE .....	17
5.	PARAMETRI SISMICI.....	18
6.	PARAMETRI GEOTECNICI .....	19
7.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	20
7.1.	TOMBINO $\phi 1500$ .....	20
7.2.	TOMBINO $\phi 1000$ .....	21
7.3.	TOMBINO $\phi 600$ .....	21
7.4.	IMBOCCO $\phi 1500$ .....	22
8.	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	23
8.1.	CODICE DI CALCOLO .....	23
8.2.	MODELLAZIONE ADOTTATA.....	23
9.	ANALISI DEI CARICHI – TOMBINO D1500 .....	25
9.1.	PESO PROPRIO STRUTTURE (LOAD1) .....	25
9.2.	CARICHI PERMANENTI PORTATI (LOAD2 E LOAD3).....	25
9.3.	SPINTA DEL TERRENO (LOAD4 E LOAD5).....	25

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 3 di 167
9.4.	AZIONI TERMICHE E RITIRO (LOAD 6 ÷ 9).....				26
9.5.	CARICHI MOBILI VERTICALI SULLA SOLETTA SUPERIORE (LOAD 10 E LOAD 11).....				27
9.6.	SPINTA DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO (LOAD 12 E LOAD 13).....				29
9.7.	FRENATURA E AVVIAMENTO (LOAD 14 E LOAD 15).....				29
9.8.	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE.....				30
9.9.	SERPEGGIO.....				30
9.10.	FORZA CENTRIFUGA.....				30
9.11.	AZIONE SISMICA (LOAD 16÷21).....				30
9.1.	RIEPILOGO DEI CARICHI SOLLECITANTI.....				32
10.	ANALISI DEI CARICHI – TOMBINO D1000.....				33
10.1.	PESO PROPRIO STRUTTURE (LOAD1).....				33
10.2.	CARICHI PERMANENTI PORTATI (LOAD2 E LOAD3).....				33
10.3.	SPINTA DEL TERRENO (LOAD4 E LOAD5).....				33
10.4.	AZIONI TERMICHE E RITIRO (LOAD 6 ÷ 9).....				34
10.5.	CARICHI MOBILI VERTICALI SULLA SOLETTA SUPERIORE (LOAD 10 E LOAD 11).....				35
10.6.	SPINTA DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO (LOAD 12 E LOAD 13).....				37
10.7.	FRENATURA E AVVIAMENTO (LOAD 14 E LOAD 15).....				37
10.8.	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE.....				38
10.9.	SERPEGGIO.....				38
10.10.	FORZA CENTRIFUGA.....				38
10.11.	AZIONE SISMICA (LOAD 16÷21).....				38
10.12.	RIEPILOGO DEI CARICHI SOLLECITANTI.....				40
11.	ANALISI DEI CARICHI – TOMBINO D600.....				41
11.1.	PESO PROPRIO STRUTTURE (LOAD1).....				41
11.2.	CARICHI PERMANENTI PORTATI (LOAD2 E LOAD3).....				41
11.3.	SPINTA DEL TERRENO (LOAD4 E LOAD5).....				41
11.4.	AZIONI TERMICHE E RITIRO (LOAD 6 ÷ 9).....				42
11.5.	CARICHI MOBILI VERTICALI SULLA SOLETTA SUPERIORE (LOAD 10 E LOAD 11).....				43

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 4 di 167
11.6.	SPINTA DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO (LOAD 12 E LOAD 13).....				45
11.7.	FRENATURA E AVVIAMENTO (LOAD 14 E LOAD 15).....				45
11.8.	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE.....				46
11.9.	SERPEGGIO.....				46
11.10.	FORZA CENTRIFUGA.....				46
11.11.	AZIONE SISMICA (LOAD 16÷21).....				46
11.12.	RIEPILOGO DEI CARICHI SOLLECITANTI.....				48
12.	ANALISI DEI CARICHI – IMBOCCO D1500 .....				49
	12.1.1. <i>Peso proprio strutture (Load 1)</i> .....				49
	12.1.2. <i>Spinta del terreno (Load 2)</i> .....				49
	12.1.3. <i>Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (Load 4)</i> .....				50
	12.1.4. <i>Azioni sismiche (Load 5,6,7,8)</i> .....				50
13.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI – TOMBINI.....				52
13.1.	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE .....				52
	13.1.1. <i>Combinazioni SLU di tipo STR</i> .....				53
	13.1.2. <i>Combinazioni SLU di tipo GEO</i> .....				56
	13.1.3. <i>Combinazioni SLV</i> .....				57
	13.1.4. <i>Combinazioni SLE – Quasi Permanente –Caratteristica</i> .....				58
13.2.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO – TOMBINO D1500.....				60
	13.2.1. <i>Inviluppo momento flettente SLU/SLV – STR</i> .....				60
	13.2.2. <i>Inviluppo taglio SLU/SLV – STR</i> .....				60
	13.2.3. <i>Inviluppo momento flettente SLE – Quasi Permanente</i> .....				61
	13.2.4. <i>Inviluppo momento flettente SLE – Caratteristico</i> .....				61
13.3.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO – TOMBINO D1000.....				62
	13.3.1. <i>Inviluppo momento flettente SLU/SLV – STR</i> .....				62
	13.3.2. <i>Inviluppo taglio SLU/SLV – STR</i> .....				62
	13.3.3. <i>Inviluppo momento flettente SLE – Quasi Permanente</i> .....				63
	13.3.4. <i>Inviluppo momento flettente SLE – Caratteristico</i> .....				63

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 5 di 167
13.4.					64
13.4.1.					64
13.4.2.					64
13.4.3.					65
13.4.4.					65
14.					66
14.1.					66
14.2.					67
14.3.					67
14.4.					68
14.1.					69
14.1.1.					69
14.1.2.					69
15.					70
15.1.					71
15.1.1.					72
15.1.1.1.					72
15.1.1.2.					73
15.1.1.3.					74
15.1.2.					75
15.1.2.1.					75
15.1.2.2.					76
15.2.					77
15.2.1.					78
15.2.1.1.					78
15.2.1.2.					79
15.2.1.3.					80
15.2.2.					81
15.2.2.1.					81
15.2.2.2.					82
15.2.3.					83
15.2.3.1.					83

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 6 di 167
15.2.3.2.					84
15.2.3.2.					84
15.3.					85
15.3.1.					86
15.3.1.1.					86
15.3.1.2.					87
15.3.1.3.					88
15.3.2.					89
15.3.2.1.					89
15.3.2.2.					90
16.					91
16.1.					92
16.1.1.					93
16.1.1.1.					93
16.1.1.2.					94
16.1.1.3.					95
16.1.2.					96
16.1.2.1.					96
16.1.2.2.					97
16.2.					98
16.2.1.					99
16.2.1.1.					99
16.2.1.2.					100
16.2.1.3.					101
16.2.2.					102
16.2.2.1.					102
16.2.2.2.					103
16.2.3.					104
16.2.3.1.					104
16.2.3.2.					105
16.3.					106
16.3.1.					107
16.3.1.1.					107
16.3.1.2.					108
16.3.1.3.					109

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 7 di 167
16.3.2. Soletta superiore – sezione di mezzeria .....					110
16.3.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione.....					110
16.3.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio .....					111
17. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO – TOMBINO D600.....					112
17.1. SOLETTA INFERIORE.....					113
17.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione .....					114
17.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....					115
17.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio .....					116
17.2. PIEDRITTO.....					117
17.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione .....					118
17.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....					119
17.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio .....					120
17.3. SOLETTA SUPERIORE.....					121
17.3.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione .....					122
17.3.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....					123
17.3.3. Verifiche allo stato limite di esercizio .....					124
17.4. VERIFICA EFFETTI LONGITUDINALI DA RITIRO .....					125
17.4.1. Coazioni interne dovute ai fenomeni di ritiro.....					125
17.4.2. Calcolo delle sollecitazioni longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro - $\phi 1500$ .....					126
17.4.1. Calcolo delle sollecitazioni longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro - $\phi 1000$ .....					127
17.4.1. Calcolo delle sollecitazioni longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro - $\phi 600$ .....					128
18. VERIFICHE DI DEFORMAZIONE E VIBRAZIONE .....					129
18.1. INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO .....					129
18.2. STATO LIMITE DI COMFORT DEI PASSEGGERI.....					130
19. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO – IMBOCCO.....					131
19.1. FONDAZIONE.....					131
19.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione .....					132
19.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....					133
19.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio .....					134

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 8 di 167
19.2.	PIEDRITTO.....				135
19.2.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione .....</i>				136
19.2.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....</i>				137
19.2.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio .....</i>				138
20.	ANALISI STRUTTURALE IN DIREZIONE LONGITUDINALE - $\phi$ 1500.....				139
20.1.	GEOMETRIA E MODELLAZIONE.....				139
20.1.1.1.	<i>Codice di calcolo .....</i>				139
20.1.1.2.	<i>Modellazione adottata.....</i>				140
20.2.	ANALISI DEI CARICHI .....				141
20.2.1.	<i>Peso proprio .....</i>				141
20.2.2.	<i>Peso permanente - Rilevato .....</i>				141
20.2.3.	<i>Ballast e armamento .....</i>				141
20.2.4.	<i>Carichi mobili ferroviari sulla soletta superiore.....</i>				141
20.2.5.	<i>Carichi mobili stradali sulla soletta superiore.....</i>				141
20.2.6.	<i>Carichi sismici.....</i>				141
20.1.	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE .....				142
20.1.1.	<i>Combinazioni SLU di tipo STR.....</i>				143
20.1.2.	<i>Combinazioni SLV .....</i>				143
20.1.3.	<i>Combinazioni SLE – Quasi Permanente –Caratteristica .....</i>				144
20.2.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI – DIAGRAMMI DI INVILUPPO .....				144
20.2.1.	<i>Inviluppo momento flettente SLU/SLV – STR.....</i>				144
20.2.2.	<i>Inviluppo taglio SLU/SLV – STR.....</i>				144
20.2.3.	<i>Inviluppo momento flettente SLE – Quasi Permanente.....</i>				144
20.2.4.	<i>Inviluppo momento flettente SLE – Caratteristico.....</i>				144
20.3.	VERIFICHE DELLA SEZIONE .....				145
20.3.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione .....</i>				146
20.3.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....</i>				147
20.3.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio .....</i>				148
21.	ANALISI STRUTTURALE IN DIREZIONE LONGITUDINALE - $\phi$ 1000.....				149

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 9 di 167
21.1.	GEOMETRIA E MODELLAZIONE.....				149
21.1.1.1.	<i>Codice di calcolo</i> .....				149
21.1.1.2.	<i>Modellazione adottata</i> .....				149
21.2.	ANALISI DEI CARICHI .....				150
21.2.1.	<i>Peso proprio</i> .....				150
21.2.2.	<i>Peso permanente - Rilevato</i> .....				150
21.2.3.	<i>Ballast e armamento</i> .....				150
21.2.4.	<i>Carichi mobili ferroviari sulla soletta superiore</i> .....				150
21.2.5.	<i>Carichi sismici</i> .....				150
21.3.	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE .....				151
21.3.1.	<i>Combinazioni SLU di tipo STR</i> .....				151
21.3.2.	<i>Combinazioni SLV</i> .....				152
21.3.3.	<i>Combinazioni SLE – Quasi Permanente –Caratteristica</i> .....				152
21.4.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI – DIAGRAMMI DI INVILUPPO .....				153
21.4.1.	<i>Inviluppo momento flettente SLU/SLV – STR</i> .....				153
21.4.2.	<i>Inviluppo taglio SLU/SLV – STR</i> .....				153
21.4.3.	<i>Inviluppo momento flettente SLE – Quasi Permanente</i> .....				153
21.4.4.	<i>Inviluppo momento flettente SLE – Caratteristico</i> .....				153
21.5.	VERIFICHE DELLA SEZIONE .....				154
21.5.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i> .....				155
21.5.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i> .....				156
21.5.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i> .....				157
22.	ANALISI STRUTTURALE IN DIREZIONE LONGITUDINALE - $\phi 600$ .....				158
22.1.	GEOMETRIA E MODELLAZIONE.....				158
22.1.1.1.	<i>Codice di calcolo</i> .....				158
22.1.1.2.	<i>Modellazione adottata</i> .....				158
22.2.	ANALISI DEI CARICHI .....				159
22.2.1.	<i>Peso proprio</i> .....				159
22.2.2.	<i>Peso permanente - Rilevato</i> .....				159

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 10 di 167
22.2.3.					159
22.2.4.					159
22.2.5.					159
22.2.6.					159
22.3.					160
22.3.1.					161
22.3.2.					161
22.3.3.					162
22.4.					162
22.4.1.					162
22.4.2.					162
22.4.3.					162
22.4.4.					162
22.5.					163
22.5.1.					164
22.5.2.					165
22.5.3.					166
23.					167
23.1.					167
23.2.					167
23.3.					167

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al calcolo dei tombini circolari facenti parte dell'opera denominata "RI88 – Rilevato colleg. QBSE-AV/AC da pk 106+304,00 a pk 107+684,00", previsti nell'ambito dei lavori inerenti la linea A.V./A.C. TORINO – VENEZIA, tratta MILANO – VERONA, lotto funzionale Brescia – Verona.

Il tombino IN10347 è costituito da una struttura scatolare di dimensioni esterne trasversali pari a  $1.43 \times 1.43$ m, lunghezza 27.60m, spessore minimo 0.25m e presenta un ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, pari a 1.13m.

Il tombino IN10348 è costituito da una struttura scatolare di dimensioni esterne trasversali pari a  $2.40 \times 2.35$ m, lunghezza 20.77m, spessore minimo 0.30m e presenta un ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, pari a 1.12m; l'imbocco è costituito un muro a "U" di larghezza esterna trasversale pari a 2.40m, altezza variabile da 0.93m a 2.35m, spessore 0.35m e lunghezza 6.30m.

Il tombino IN10349 è costituito da una struttura scatolare di dimensioni esterne trasversali pari a  $1.12 \times 1.12$ m, lunghezza 24.62m, spessore minimo 0.20m e presenta un ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, pari a 1.17m.

Il tombino IN10350 è costituito da una struttura scatolare di dimensioni esterne trasversali pari a  $1.66 \times 1.66$ m, lunghezza 20.75m, spessore minimo 0.25m e presenta un ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, pari a 1.11m.

Il tombino IN10351 è costituito da una struttura scatolare di dimensioni esterne trasversali pari a  $1.66 \times 1.66$ m, lunghezza 30.25m, spessore minimo 0.25m e presenta un ricoprimento, ovvero la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, pari a 1.11m.

Tutte le opere sono realizzate in cemento armato gettato in opera.

L'analisi strutturale viene effettuata su un modello piano che descrive una striscia larga 1.00m, secondo i criteri di calcolo descritti nei paragrafi seguenti. L'analisi della struttura scatolare viene svolta con un programma agli elementi finiti schematizzando i vari setti con elementi "beam" mutuamente incastrati mentre l'analisi degli imbocchi viene svolta analiticamente valutando l'entità dei carichi sollecitanti i piedritti e determinando i valori di sollecitazione nelle sezioni di interesse.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo ferroviario, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

I tombini IN10347, IN10348 e IN10349 sono ubicati nel Comune di Calcinato (BS) mentre i tombini IN10350 e IN10351 sono ubicati nel Comune di Mazzano (BS); essendo in zona sismica verranno considerate anche le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/08.

## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- RFI DTC SI MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili.

### 3. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

#### 3.1. Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la III.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ .

- $a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 14 di 167
---------	------------------	-------------	---	-----------	---------------------

- $F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La spinta si considera come un carico uniformemente distribuito su  $h_{tot}$ .

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

### 3.2. Combinazione di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC.

#### 3.2.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche strutturali agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e le relative combinazioni previste:

- combinazione 1 (A1+M1+R1) STR;
- combinazione 2 (A2+M2+R2) GEO.

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR e A2 GEO vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.2.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza ferroviari indicati in tabella 5.2.V e i coefficienti di

combinazione dei carichi ferroviari della tabella 5.2.VI, presenti al capitolo 5.2.3.3.1 delle N.T.C.; per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali.

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

L'azione sismica è calcolata come combinazione delle componenti orizzontali con quella verticale come  $E = 1.0 \times E_x + 0.3 \times E_y + 0.3 \times E_z$  con rotazione dei coefficienti moltiplicativi.

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 5.2.VI della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere ferroviarie, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$  (condizione cautelativa).

### 3.2.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.2.IV delle N.T.C. con i coefficienti di combinazione dei carichi ferroviari della tabella 5.2.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.2.3.3.2 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

Quasi permanente  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

Frequente  $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

Rara  $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$ .

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

##### 4.1. Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

##### 4.2. Calcestruzzo

Per la realizzazione delle strutture, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 (Rck  $\geq 40$  N/mm<sup>2</sup>) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)  $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza media a compressione  $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$  N/mm<sup>2</sup>
- Modulo elastico  $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza di calcolo a compressione  $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 18.81$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione media  $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione  $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.169$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione di calcolo  $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.446$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a compressione (comb. Rara)  $\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)  $\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28$  N/mm<sup>2</sup>

##### 4.3. Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y\text{misurato}}/f_{y\text{nom}}$	$\leq 1,25$

- Tensione di snervamento caratteristica  $\rightarrow f_{yk} \geq 450$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione caratteristica a rottura  $\rightarrow f_{tk} \geq 540$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)  $\rightarrow \sigma_s = 0.75 * f_{yk} = 337.50$  N/mm<sup>2</sup>
- Fattore di sicurezza acciaio  $\rightarrow \gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo  $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$  N/mm<sup>2</sup>

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 17 di 167
---------	------------------	-------------	---	-----------	---------------------

#### 4.4. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazione/ Elevazione                      CLASSE DI ESPOSIZIONE                      XC4 + XF1

#### 4.5. Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ . Considerate le condizioni ambientali dell'opera e le classi di resistenza del calcestruzzo, si adotta un copriferro nominale pari a  $c_{nom} = 50$  mm.

## 5. PARAMETRI SISMICI

Le azioni sismiche impiegate sono rappresentative del territorio Comunale dove è ubica l'opera e risultano maggiori rispetto ai valori calcolati considerando le coordinate geografiche.

L'opera ricade in parte nel comune di Calcinato e in parte nel Comune di Mazzano in provincia di Brescia.

Per Calcinato i corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV (TR=1424 anni) sono i seguenti:

$$a_g = 0.230g$$

$$a_{gv} = 0.149g;$$

$$F_0 = 2.476;$$

$$T^*_c = 0.281 s;$$

Per quanto riguarda il sottosuolo su cui insiste l'opera, si assume che ricada in categoria sismica "B" e categoria topografica "T1". Il coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.173$$

$$S_T = 1.0$$

L'accelerazione massima orizzontale viene valutata pari a:

$$a_{max} (SLV) = S a_g = 1.173 \times 1.00 \times 0.230 g = 0.270 g$$

In base al valore dell'accelerazione ed alla categoria sismica del sottosuolo, il valore del parametro  $\beta_m$  è pari a:

$$\beta_m = 1.00 \quad \text{per muri ad "U"}$$

Per muri ad "U" si ottiene quindi:

$$k_h = 0.270$$

$$k_v = 0.135.$$

Per Mazzano i corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV (TR=1424 anni) sono i seguenti:

$$a_g = 0.232 g$$

$$a_{gv} = 0.151 g;$$

$$F_0 = 2.440;$$

$$T^*_c = 0.280 s;$$

Per quanto riguarda il sottosuolo su cui insiste l'opera, si assume che ricada in categoria sismica "B" e categoria topografica "T1". Il coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.173$$

$$S_T = 1.0$$

L'accelerazione massima orizzontale viene valutata pari a:

$$a_{max} (SLV) = S a_g = 1.173 \times 1.00 \times 0.232 g = 0.272 g.$$

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da rinterro, sono:

*Materiali da rinterro a tergo dello scatolare:*

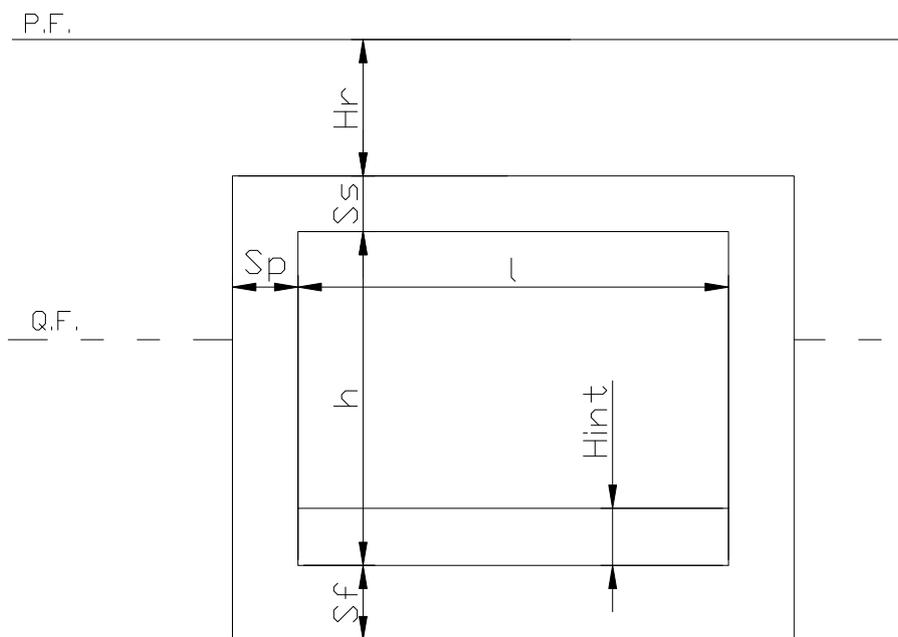
- $\Phi'_k = 35^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Il coefficiente di spinta a riposo corrispondente è pari a  $k_0 = 0.426$ .

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno in situ, si rimanda allo specifico documento Rif. [1].

## 7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura scatolare:



### 7.1. Tombino $\phi 1500$

Dimensioni geometriche (sezione in retto):

- $l = 1.70$  m
- $h = 1.70$  m
- $S_s = 0.30$  m
- $S_f = 0.35$  m
- $S_p = 0.35$  m
- $H_r = 1.12$  m
- P.F. = quota Piano Ferro
- Q.F. = quota Falda

La falda risulta posizionata al di sotto del piano di fondazione dello scatolare e pertanto non influenza il dimensionamento dell'opera.

L'asse del tombino è posizionato in retto rispetto all'asse ferroviario.

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 21 di 167
---------	------------------	-------------	---	-----------	---------------------

## 7.2. Tombino $\phi 1000$

### Dimensioni geometriche (sezione in retto):

- $l = 1.16 \text{ m}$
- $h = 1.16 \text{ m}$
- $S_s = 0.30 \text{ m}$
- $S_f = 0.25 \text{ m}$
- $S_p = 0.25 \text{ m}$
- $H_r = 1.11 \text{ m}$
- P.F. = quota Piano Ferro
- Q.F. = quota Falda

La falda risulta posizionata al di sotto del piano di fondazione dello scatolare e pertanto non influenza il dimensionamento dell'opera.

L'asse del tombino è posizionato in retto rispetto all'asse ferroviario.

Si fa riferimento a questa sezione tipologica anche per i tombini  $\phi 800$ .

## 7.3. Tombino $\phi 600$

### Dimensioni geometriche (sezione in retto):

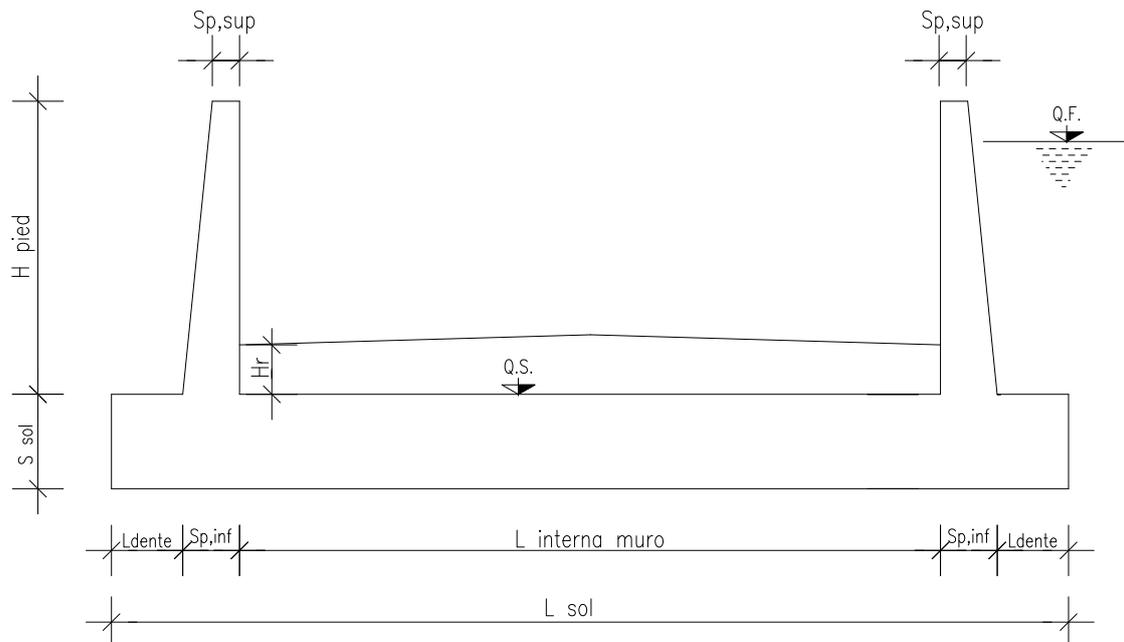
- $l = 0.72 \text{ m}$
- $h = 0.72 \text{ m}$
- $S_s = 0.20 \text{ m}$
- $S_f = 0.20 \text{ m}$
- $S_p = 0.20 \text{ m}$
- $H_r = 1.17 \text{ m}$
- P.F. = quota Piano Ferro
- Q.F. = quota Falda

La falda risulta posizionata al di sotto del piano di fondazione dello scatolare e pertanto non influenza il dimensionamento dell'opera.

L'asse del tombino è posizionato in retto rispetto all'asse ferroviario.

**7.4. Imbocco  $\phi 1500$** 

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione di calcolo degli imbocchi:

**Dimensioni geometriche trasversali:**

- $L_{\text{sol}} = 2.40 \text{ m}$
- $S_{\text{sol}} = 0.35 \text{ m}$
- $L_{\text{int,muro}} = 1.70 \text{ m}$
- $L_{\text{dente}} = 0.00 \text{ m}$
- $H_{\text{pied}} = 1.90 \text{ m}$
- $Sp_{\text{,sup}} = 0.35 \text{ m}$
- $Sp_{\text{,inf}} = 0.35 \text{ m}$
- Q.F. = quota Falda

La falda risulta posizionata al di sotto del piano di fondazione del muro e pertanto non influenza il dimensionamento dell'opera.

## 8. MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 8.1. Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) schematizzando i vari setti con elementi "beam" mutuamente incastrati e facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura che viene pertanto risolta come struttura piana.

L'analisi degli imbocchi è stata invece condotta attraverso la procedura analitica con riferimento ad una porzione di lunghezza unitaria.

### 8.2. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di telaio chiuso.

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata nel seguente modo:

- $K_s$  = costante di sottofondo [F/L<sup>3</sup>]
- $b_t$  = interasse trasversale di competenza della generica molla
- $b_l$  = interasse longitudinale di competenza della generica molla (= 1.00 m)
- $W_s = K_s / (b_t \times b_l)$  = caratteristica elastica della generica molla

La costante di sottofondo adottata per la modellazione, funzione del tipo di terreno presente in sito, è pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Per le caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_s$  cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_f$  cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_p$  cm per i piedritti.

Per quanto riguarda la rigidezza delle aste del reticolo si è assunto:

- $E_c = 33643 \text{ N/mm}^2$  (Per cls Rck 40).

Lo schema statico della struttura scatolare e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

Doc. N.

Progetto  
INOR

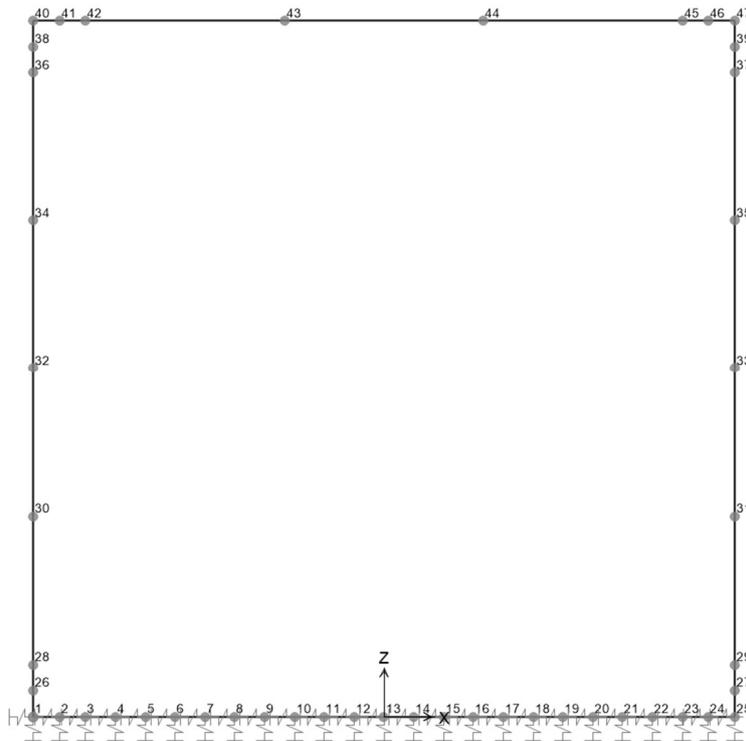
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

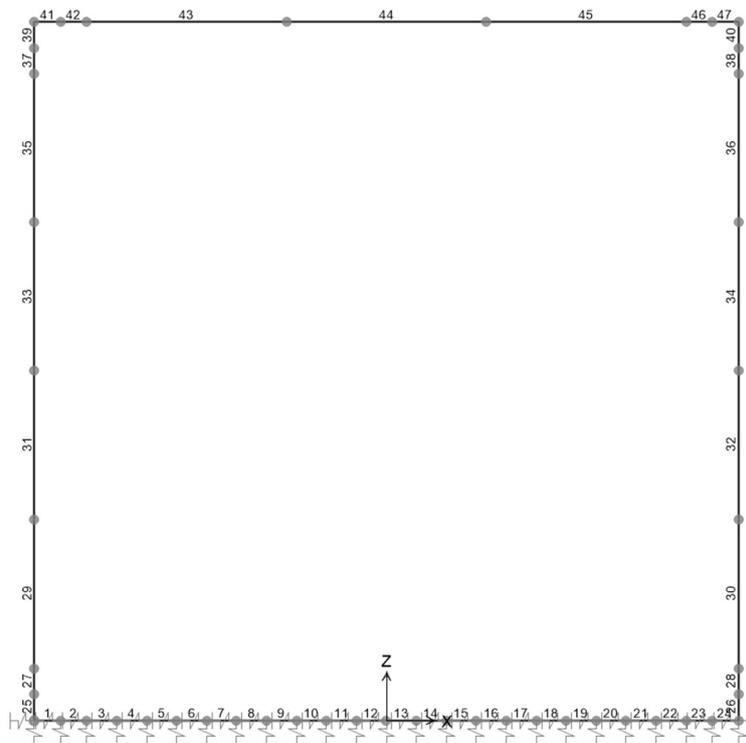
Rev.  
A

Foglio  
24 di 167

**Numerazione dei nodi:**



**Numerazione delle aste:**



## 9. ANALISI DEI CARICHI – TOMBINO D1500

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	= 25	kN/m <sup>3</sup>
- rilevato:	$\gamma_{ril}$	= 20	kN/m <sup>3</sup>
- sovrastruttura ferroviaria:	$\gamma_{ric}$	= 24	kN/m <sup>3</sup>
- massicciata + armamento:	$\gamma_{ballast}$	= 18	kN/m <sup>3</sup>

### 9.1. Peso proprio strutture (Load1)

- soletta superiore	$S_s \times \gamma_{c.a.} = 0.30 \times 25.00$	= 7.50 kN/m <sup>2</sup>
- piedritti	$S_p \times \gamma_{c.a.} = 0.35 \times 25.00$	= 8.75 kN/m <sup>2</sup>
- soletta inferiore	$S_i \times \gamma_{c.a.} = 0.35 \times 25.00$	= 8.75 kN/m <sup>2</sup>

### 9.2. Carichi permanenti portati (Load2 e Load3)

Si considera che il ballast abbia uno spessore pari a 80 cm.

Load2 (sovraccarico ad esclusione del ballast ed armamento):

$$\text{peso sovrastruttura ferroviaria } (H_{ric} - H_{ballast}) \times \gamma_{ric} = 0.32 \times 24.00 = 7.68 \text{ kN/m}^2$$

Load 3 (sovraccarico dovuto a ballast e armamento):

$$\text{peso ballast + armamento } H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \times 18.00 = 14.40 \text{ kN/m}^2$$

### 9.3. Spinta del terreno (Load4 e Load5)

Il rinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Secondo quanto riportato in precedenza per il rinterro si assumono i seguenti parametri:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ$$

$$k_{0,k} = 0.4264 \quad k_{0,M1} = 0.4264 \quad k_{0,M2} = 0.5113$$

$$k_{a,k} = 0.2710 \quad k_{a,M1} = 0.2710 \quad k_{a,M2} = 0.3434$$

Si riporta di seguito il calcolo delle pressioni agenti sulla struttura, eseguito sia per la Combinazione 1 (A1+M1+R1) che per la Combinazione 2 (A2+M2+R2), ed indicando con Load 4 le spinte a riposo sul piedritto sinistro e con Load 5 quelle sul piedritto destro.

#### Approccio 1 – Combinazione 1

- Pressione in asse soletta superiore:

$$P_1 (h_1 = 1.12+0.30/2 = 1.27\text{m}) = k_{0,M1} \times [H_{\text{ballast}} \times \gamma_{\text{ballast}} + (h_1 - H_{\text{ballast}}) \times \gamma_t] =$$

$$= 0.4264 \times [(0.80 \times 20 + (1.12-0.80) \times 20)] = \mathbf{10.15 \text{ kN/m}^2}$$

- Pressione in asse soletta inferiore:

$$P_2 (h_2 = 1.12+0.30+1.70+0.35/2 = 3.30\text{m}) = P_1 + k_{0,M1} \times (h_2 - h_1) \times \gamma_t =$$

$$= 10.15 + 0.4264 \times (3.30 - 1.27) \times 20 = \mathbf{27.42 \text{ kN/m}^2}$$

#### Approccio 1 – Combinazione 2

- Pressione in asse soletta superiore:

$$P_1 (h_1 = 1.12+0.30/2 = 1.27\text{m}) = k_{0,M2} \times [H_{\text{ballast}} \times \gamma_{\text{ballast}} + (h_1 - H_{\text{ballast}}) \times \gamma_t] =$$

$$= 0.5113 \times [(0.80 \times 20 + (1.12-0.80) \times 20)] = \mathbf{12.17 \text{ kN/m}^2}$$

- Pressione in asse soletta inferiore:

$$P_2 (h_2 = 1.12+0.30+1.70+0.35/2 = 3.30\text{m}) = P_1 + k_{0,M2} \times (h_2 - h_1) \times \gamma_t =$$

$$= 12.17 + 0.5113 \times (3.30 - 1.27) \times 20 = \mathbf{32.88 \text{ kN/m}^2}$$

#### **9.4. Azioni termiche e ritiro (Load 6 ÷ 9)**

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 15^\circ \text{C}$  sulla soletta superiore (Load 6 e Load 7), ed un salto termico di  $5^\circ \text{C}$  (analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore della soletta superiore (Load 8 e Load 9).

Il valore applicato della variazione termica uniforme viene ridotto di 1/3 per considerare gli effetti viscosi del calcestruzzo, ed è quindi pari a  $\pm 5^\circ \text{C}$ .

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

#### **Ritiro**

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  e di viscosità  $\phi(t, t_0)$ , come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola soletta superiore, assumendo la dimensione convenzionale  $h_0$  pari a  $2 \times A/u = 2 \times H = 60 \text{ cm}$ , ed un calcestruzzo C32/40 classe N.

Caratteristiche della sezione:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

Deformazione da ritiro:

$$U.R. = 75\%$$

$$\varepsilon_{ca}(t = \infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 40 - 10) \times 10^{-6} = 0.058 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cd}(t = \infty) = k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0.7 \times 0.32 \text{ ‰} = 0.22 \text{ ‰} \text{ (per calcestruzzo C32/40 classe N, U.R.=75\%)}$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 0.278 \text{ ‰}$$

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di  $h_0$ , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a  $\phi(t = \infty) = 2.5$ .

Il ritiro viene considerato nel calcolo delle sollecitazioni come un'azione termica applicata alla soletta superiore di intensità pari a:

$$\alpha \times \Delta T \times E_c = -\varepsilon_r \times E_c / (1 + \phi)$$

$$\Delta T = -\varepsilon_r / [\alpha \times (1 + \phi)] = -0.278 \text{ ‰} / [10 \times 10^{-6} \times (1 + 2.5)] = -7.94 \cong -10 \text{ °C.}$$

L'azione termica viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni. Per semplicità di calcolo, essa si considera sommata all'azione termica uniforme negativa (**Load 7**), considerando quindi un'azione pari a:

$$\Delta T^{(-)} = -5 - 10 = -15 \text{ °C.}$$

### 9.5. Carichi mobili verticali sulla soletta superiore (Load 10 e Load 11)

Detta  $L_d$  la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed il terrapieno e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando 2.60 m la larghezza della traversina:

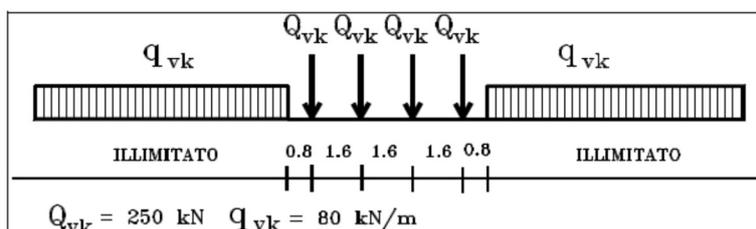
$$L_d = 2.60 + 2 \times ((H_r - 0.40)/4 + S_s/2) = 2.60 + 2 \times ((1.12 - 0.40)/4 + 0.30/2) = 3.26 \text{ m} < 4.00 \text{ m (interasse binario)}$$

Incremento dinamico per linee con elevato standard manutentivo

Nel caso di scatolare con  $l \leq 8\text{m}$  e  $h \leq 5\text{m}$  si assume  $\phi_2 = 1.20$ .

#### Treno LM71 (Load 10)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.



Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_1 = 0.25 + 2 \times ((1.12 - 0.40)/4 + 0.30/2) = 0.91 \text{ m} < 1.60 \text{ m.}$$

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta minore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a  $L_1 = 0.91 + 3 \times 1.60 = 5.71 \text{ m}$ .

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento " $\alpha$ ", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Modello di carico	Coefficiente " $\alpha$ "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

*Coefficiente di adattamento " $\alpha$ " in funzione del modello di carico*

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 5.71 = 175.13 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_{d1} \times \phi_2 = 1.10 \times 175.13 / 3.26 \times 1.20 = 70.91 \text{ kN/m}^2$$

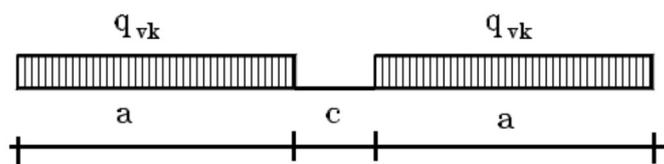
- in corrispondenza del carico  $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_{d1} \times \phi_2 = 1.10 \times 80 / 3.26 \times 1.20 = 32.39 \text{ kN/m}^2.$$

La lunghezza di diffusione del mezzo pesante è praticamente uguale alla larghezza lorda dello scatolare, si considererà pertanto un'unica condizione di carico con il mezzo pesante uniformemente distribuito su tutta la luce di calcolo (Load 10).

### Treno SW/2 (Load 11)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito



*Treno di carico SW*

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

*Caratteristiche Treno di Carico SW*

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_2 = 150 / 3.26 \times 1.20 = \mathbf{55.21 \text{ kN/m}^2}$$

Si considera il treno di carico SW/2 applicato su tutta la soletta superiore (Load 11).

### 9.6. Spinta del sovraccarico sul rilevato (Load 12 e Load 13)

#### Approccio 1 – Combinazione 1

Per quanto riguarda il carico del treno LM71, in considerazione della larghezza dello scatolare e della disposizione di carico assunta e precedentemente descritta, risulta agente a tergo dei piedritti il carico dovuta al mezzo pesante; si ha pertanto (Load 12):

$$p_1 = \alpha \times q / L_{d1} \times k_{0,M1} = 1.10 \times 175.13 / 3.26 \times 0.4264 = \mathbf{25.20 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene (Load 13):

$$p_2 = q_{vk} / L_{d1} \times k_{0,M1} = 150 / 3.26 \times 0.4264 = \mathbf{19.62 \text{ kN/m}^2}$$

#### Approccio 1 – Combinazione 2

Per quanto riguarda il carico del treno LM71, in considerazione della larghezza dello scatolare e della disposizione di carico assunta e precedentemente descritta, risulta agente a tergo dei piedritti il carico dovuta al mezzo pesante; si ha pertanto (Load 12):

$$p_1 = \alpha \times q / L_{d1} \times k_{0,M2} = 1.10 \times 175.13 / 3.26 \times 0.5113 = \mathbf{30.21 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene (Load 13):

$$p_2 = q_{vk} / L_{d1} \times k_{0,M2} = 150 / 3.26 \times 0.5113 = \mathbf{23.53 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera la spinta congruente al treno di carico verticale considerato. La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

### 9.7. Frenatura e avviamento (Load 14 e Load 15)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

$$Q_{ia,k} = 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2}$$

$$Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{frenatura per modelli di carico LM71 e SW/0}$$

$$Q_{lb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

#### *Treno LM71 – avviamento (Load 14)*

$$Q_{avv,LM71} = 33.0 / L_d = 33.0 / 3.26 = 10.12 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$Q_{avv,LM71} = 10.12 \times (2.40/2.05) = \mathbf{11.85 \text{ kN/m}^2}$$

### Treno SW/2 – frenatura (Load 15)

$$Q_{\text{fren,SW/2}} = 35.0 / L_d = 35.0 / 3.26 = 10.74 \text{ kN/m}$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$Q_{\text{fren,SW/2}} = 10.74 \times (2.40/2.05) = 12.57 \text{ kN/m}^2$$

Nel modello di calcolo si considera l'azione congruente al treno di carico verticale considerato. La spinta è applicata da sinistra verso destra per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

### 9.8. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

A favore di sicurezza si trascurano i carichi presenti sulla soletta di fondazione.

### 9.9. Serpeggio

Poiché l'asse del sottopasso è posto in retto rispetto all'asse ferroviario e poiché la sezione di calcolo è ortogonale all'asse del sottopasso, la forza longitudinale relativa al serpeggio risulta ortogonale al piano del telaio di calcolo: essa non dà perciò effetti nel modello e non viene quindi quantificata.

### 9.10. Forza centrifuga

L'asse ferroviario in corrispondenza del sottopasso non è in curva e quindi sulla struttura non agisce una forza centrifuga.

### 9.11. Azione sismica (Load 16÷21)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_{gh};$$

$$F_v = P \times a_{gv};$$

P = peso proprio;

$a_g$  = accelerazioni sismiche al suolo.

$a_{gh} = 0.270 \text{ g}$ , accelerazione orizzontale;

$a_{gv} = 0.149 \text{ g}$ , accelerazione verticale.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta (**Load 16**) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento  $h_{\text{tot}}$ :

$$\Delta p_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 0.270 \times 20.0 \times 3.47 = 18.74 \text{ kN/m}^2.$$

Per tenere in conto della metà dello spessore della soletta superiore che non è modellata che subisce la forza sismica, il carico applicato alla struttura risulta pari a:

$$\Delta p_{d,incr} = \Delta p_d \times (H_{interna} + S_s + S_i) / (H_{interna} + S_s/2 + S_i) = 18.74 \times 2.18 / 2.03 = \mathbf{20.13 \text{ kN/m}^2}$$

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche orizzontali dovute all'inerzia degli elementi strutturali si considera sulla soletta superiore anche l'inerzia dovuta alla presenza del rilevato (**Load 17**):

$$\text{Piedritti: } \Delta p_{p,h} = \gamma_{c.a.} \times S_p \times a_{gh} = 25 \times 0.35 \times 0.270 = \mathbf{2.36 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Soletta: } \Delta p_{s,h} = (\gamma_{c.a.} \times S_s + G_{sovracc}) \times a_{gh} = (25 \times 0.30 + 22.08) \times 0.270 = \mathbf{7.99 \text{ kN/m}^2}$$

Sulla soletta superiore sono presenti alternativamente i treno di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (Load 18 e Load 19).

Considerando inoltre che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione  $\psi_2 = 0.20$ , l'effetto inerziale del treno di carico LM71 (**Load 18**) vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 70.91 \times 0.20 \times 0.270 = 3.83 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$\Delta p_{LM71,h} = 3.83 \times (2.40/2.05) = \mathbf{4.48 \text{ kN/m}^2}$$

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 (**Load 19**) vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 55.21 \times 0.20 \times 0.270 = 2.98 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 2.98 \times (2.40/2.05) = \mathbf{3.49 \text{ kN/m}^2}.$$

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche verticali dovute all'inerzia degli elementi strutturali si considera sulla soletta superiore anche l'inerzia dovuta alla presenza del rilevato. Le azioni verticali si considerano alternativamente agenti verso l'alto o verso il basso (**Load 20, Load 21**):

$$\text{Piedritti: } \Delta p_{p,v} = \pm \gamma_{c.a.} \times S_p \times a_{gv} = \pm 25 \times 0.35 \times 0.149 = \mathbf{= \pm 1.30 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Soletta: } \Delta p_{s,v} = \pm (\gamma_{c.a.} \times S_s + G_{sovracc}) \times a_{gv} = \pm (25 \times 0.30 + 22.08) \times 0.149 = \mathbf{= \pm 4.41 \text{ kN/m}^2}$$

Sulla soletta superiore sono presenti alternativamente i treno di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (Load 22-25). Le azioni verticali si considerano alternativamente agenti verso l'alto o verso il basso.

L'inerzia del treno LM71 si considera uniformemente distribuito sulla soletta superiore (**Load 22 e Load 23**):

$$\Delta p_{LM71,v} = \pm 70.91 \times 0.20 \times 0.149 = \mathbf{= \pm 2.11 \text{ kN/m}^2}$$

L'inerzia del treno SW/2 si considera uniformemente distribuito sulla soletta superiore (**Load 24 e Load 25**):

$$\Delta p_{SW/2,v} = \pm 55.21 \times 0.20 \times 0.149 = \mathbf{= \pm 1.65 \text{ kN/m}^2}$$

### 9.1. Riepilogo dei carichi sollecitanti

Nella seguente tabella vengono riportati i valori delle sollecitazioni per i singoli casi di carico, determinati come sopra riportato.

<i>Load 1</i>	Soletta superiore	<b>7,50</b>	kN/m <sup>2</sup>
	Piedritti	<b>8,75</b>	kN/m <sup>2</sup>
	Soletta inferiore	<b>8,75</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 2</i>	Sovraccarico permanente	<b>7,68</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 3</i>	Ballast	<b>14,40</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 4, Load 5 (con M1)</i>	P1	<b>10,15</b>	kN/m <sup>2</sup>
	P2	<b>27,42</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 4, Load 5 (con M2)</i>	P1	<b>12,17</b>	kN/m <sup>2</sup>
	P2	<b>32,88</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 6</i>	T	<b>5</b>	°C
<i>Load 7</i>	T + ritiro	<b>-15</b>	°C
<i>Load 8</i>	$\Delta T$	<b>16,67</b>	°C/m
<i>Load 9</i>	$\Delta T$	<b>-16,67</b>	°C/m
<i>Load 10</i>	q <sub>LM71</sub>	<b>70,91</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 11</i>	q <sub>SW/2</sub>	<b>55,21</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 12 (con M1)</i>	p <sub>LM71</sub>	<b>25,20</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 12 (con M2)</i>	p <sub>LM71</sub>	<b>30,21</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 13 (con M1)</i>	p <sub>SW/2</sub>	<b>19,62</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 13 (con M2)</i>	p <sub>SW/2</sub>	<b>23,53</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 14</i>	Q <sub>avv,LM71</sub>	<b>11,85</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 15</i>	Q <sub>fren,SW/2</sub>	<b>12,57</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 16</i>	$\Delta p_{d,inc}$	<b>20,13</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 17</i>	$\Delta p_{p,h}$	<b>2,36</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Delta p_{s,h}$	<b>7,99</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 18</i>	$\Delta p_{LM71,h}$	<b>4,48</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 19</i>	$\Delta p_{SW/2,h}$	<b>3,49</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 20</i>	$\Delta p_{p,v+}$	<b>1,30</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Delta p_{s,v+}$	<b>4,41</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 21</i>	$\Delta p_{p,v-}$	<b>-1,30</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Delta p_{s,v-}$	<b>-4,41</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 22</i>	$\Delta p_{LM71,v+}$	<b>2,11</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 23</i>	$\Delta p_{SW/2,v-}$	<b>-2,11</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 24</i>	$\Delta p_{LM71,v+}$	<b>1,65</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 25</i>	$\Delta p_{SW/2,v-}$	<b>-1,65</b>	kN/m <sup>2</sup>

## 10. ANALISI DEI CARICHI – TOMBINO D1000

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	= 25	kN/m <sup>3</sup>
- rilevato:	$\gamma_{ril}$	= 20	kN/m <sup>3</sup>
- sovrastruttura ferroviaria:	$\gamma_{ric}$	= 24	kN/m <sup>3</sup>
- massicciata + armamento:	$\gamma_{ballast}$	= 18	kN/m <sup>3</sup>

### 10.1. Peso proprio strutture (Load1)

- soletta superiore	$S_s \times \gamma_{c.a.} = 0.25 \times 25.00$	= 6.25 kN/m <sup>2</sup>
- piedritti	$S_p \times \gamma_{c.a.} = 0.25 \times 25.00$	= 6.25 kN/m <sup>2</sup>
- soletta inferiore	$S_i \times \gamma_{c.a.} = 0.25 \times 25.00$	= 6.25 kN/m <sup>2</sup>

### 10.2. Carichi permanenti portati (Load2 e Load3)

Si considera che il ballast abbia uno spessore pari a 80 cm.

Load2 (sovraccarico ad esclusione del ballast ed armamento):

$$\text{peso sovrastruttura ferroviaria } (H_{ric} - H_{ballast}) \times \gamma_{ric} = 0.31 \times 24.00 = 7.44 \text{ kN/m}^2$$

Load 3 (sovraccarico dovuto a ballast e armamento):

$$\text{peso ballast + armamento } H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \times 18.00 = 14.40 \text{ kN/m}^2$$

### 10.3. Spinta del terreno (Load4 e Load5)

Il rinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Secondo quanto riportato in precedenza per il rinterro si assumono i seguenti parametri:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ$$

$$k_{0,k} = 0.4264 \quad k_{0,M1} = 0.4264 \quad k_{0,M2} = 0.5113$$

$$k_{a,k} = 0.2710 \quad k_{a,M1} = 0.2710 \quad k_{a,M2} = 0.3434$$

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 34 di 167
---------	------------------	-------------	---	-----------	---------------------

Si riporta di seguito il calcolo delle pressioni agenti sulla struttura, eseguito sia per la Combinazione 1 (A1+M1+R1) che per la Combinazione 2 (A2+M2+R2), ed indicando con Load 4 le spinte a riposo sul piedritto sinistro e con Load 5 quelle sul piedritto destro.

#### Approccio 1 – Combinazione 1

- Pressione in asse soletta superiore:

$$P_1 (h_1 = 1.11+0.25/2 = 1.24\text{m}) = k_{0,M1} \times [H_{\text{ballast}} \times \gamma_{\text{ballast}} + (h_1 - H_{\text{ballast}}) \times \gamma_t] =$$

$$= 0.4264 \times [(0.80 \times 20 + (1.11 - 0.80) \times 20)] = \mathbf{9.85 \text{ kN/m}^2}$$

- Pressione in asse soletta inferiore:

$$P_2 (h_2 = 1.11+0.25+1.16+0.25/2 = 2.65\text{m}) = P_1 + k_{0,M1} \times (h_2 - h_1) \times \gamma_t =$$

$$= 9.85 + 0.4264 \times (2.65 - 1.24) \times 20 = \mathbf{21.88 \text{ kN/m}^2}$$

#### Approccio 1 – Combinazione 2

- Pressione in asse soletta superiore:

$$P_1 (h_1 = 1.11+0.25/2 = 1.24\text{m}) = k_{0,M2} \times [H_{\text{ballast}} \times \gamma_{\text{ballast}} + (h_1 - H_{\text{ballast}}) \times \gamma_t] =$$

$$= 0.5113 \times [(0.80 \times 20 + (1.11 - 0.80) \times 20)] = \mathbf{11.81 \text{ kN/m}^2}$$

- Pressione in asse soletta inferiore:

$$P_2 (h_2 = 1.11+0.25+1.16+0.25/2 = 2.65\text{m}) = P_1 + k_{0,M2} \times (h_2 - h_1) \times \gamma_t =$$

$$= 11.81 + 0.5113 \times (2.65 - 1.24) \times 20 = \mathbf{26.23 \text{ kN/m}^2}$$

#### **10.4. Azioni termiche e ritiro (Load 6 ÷ 9)**

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 15^\circ \text{C}$  sulla soletta superiore (Load 6 e Load 7), ed un salto termico di  $5^\circ \text{C}$  (analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore della soletta superiore (Load 8 e Load 9).

Il valore applicato della variazione termica uniforme viene ridotto di 1/3 per considerare gli effetti viscosi del calcestruzzo, ed è quindi pari a  $\pm 5^\circ \text{C}$ .

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

#### **Ritiro**

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  e di viscosità  $\phi(t, t_0)$ , come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola soletta superiore, assumendo la dimensione convenzionale  $h_0$  pari a  $2 \times A/u = 2 \times H = 50 \text{ cm}$ , ed un calcestruzzo C32/40 classe N.

#### Caratteristiche della sezione:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$H = 25 \text{ cm}$

Deformazione da ritiro:

$U.R. = 75\%$

$$\epsilon_{ca}(t = \infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 40 - 10) \times 10^{-6} = 0.058 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cd}(t = \infty) = k_h \times \epsilon_{cd,0} = 0.7 \times 0.32 \text{ ‰} = 0.22 \text{ ‰} \text{ (per calcestruzzo C32/40 classe N, U.R.=75\%)}$$

$$\epsilon_r = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 0.278 \text{ ‰}$$

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di  $h_0$ , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a  $\phi(t = \infty) = 2.5$ .

Il ritiro viene considerato nel calcolo delle sollecitazioni come un'azione termica applicata alla soletta superiore di intensità pari a:

$$\alpha \times \Delta T \times E_c = -\epsilon_r \times E_c / (1 + \phi)$$

$$\Delta T = -\epsilon_r / [\alpha \times (1 + \phi)] = -0.278 \text{ ‰} / [10 \times 10^{-6} \times (1 + 2.5)] = -7.94 \cong -10 \text{ °C.}$$

L'azione termica viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni. Per semplicità di calcolo, essa si considera sommata all'azione termica uniforme negativa (**Load 7**), considerando quindi un'azione pari a:

$$\Delta T^{(c)} = -5 - 10 = -15 \text{ °C.}$$

### 10.5. Carichi mobili verticali sulla soletta superiore (Load 10 e Load 11)

Detta  $L_d$  la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed il terrapieno e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando 2.60 m la larghezza della traversina:

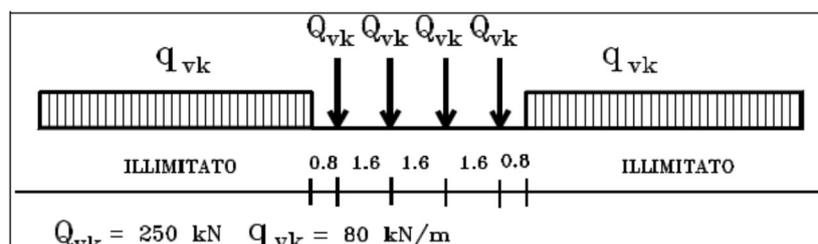
$$L_d = 2.60 + 2 \times ((H_r - 0.40)/4 + S_g/2) = 2.60 + 2 \times ((1.11 - 0.40)/4 + 0.25/2) = 3.205 \text{ m} < 4.00 \text{ m (interasse binario)}$$

Incremento dinamico per linee con elevato standard manutentivo

Nel caso di scatolare con  $l \leq 8\text{m}$  e  $h \leq 5\text{m}$  si assume  $\phi_2 = 1.20$ .

#### Treno LM71 (Load 10)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.



Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_1 = 0.25 + 2 \times ((1.11 - 0.40)/4 + 0.25/2) = 0.855 \text{ m} < 1.60 \text{ m.}$$

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta minore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a  $L_1 = 0.855 + 3 \times 1.60 = 5.655 \text{ m}$ .

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento " $\alpha$ ", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Modello di carico	Coefficiente " $\alpha$ "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

*Coefficiente di adattamento " $\alpha$ " in funzione del modello di carico*

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 5.655 = 176.83 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_{d1} \times \phi_2 = 1.10 \times 176.83 / 3.205 \times 1.20 = 72.83 \text{ kN/m}^2$$

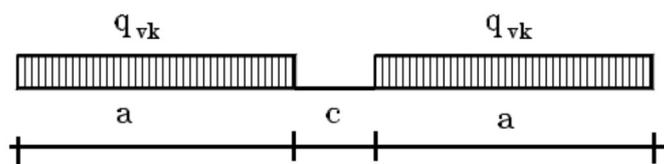
- in corrispondenza del carico  $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_{d1} \times \phi_2 = 1.10 \times 80 / 3.205 \times 1.20 = 32.95 \text{ kN/m}^2.$$

La lunghezza di diffusione del mezzo pesante è praticamente uguale alla larghezza lorda dello scatolare, si considererà pertanto un'unica condizione di carico con il mezzo pesante uniformemente distribuito su tutta la luce di calcolo (Load 10).

### Treno SW/2 (Load 11)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito



*Treno di carico SW*

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

*Caratteristiche Treno di Carico SW*

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 37 di 167
---------	------------------	-------------	---	-----------	---------------------

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_2 = 150 / 3.205 \times 1.20 = \mathbf{56.16 \text{ kN/m}^2}$$

Si considera il treno di carico SW/2 applicato su tutta la soletta superiore (Load 11).

### 10.6. Spinta del sovraccarico sul rilevato (Load 12 e Load 13)

#### Approccio 1 – Combinazione 1

Per quanto riguarda il carico del treno LM71, in considerazione della larghezza dello scatolare e della disposizione di carico assunta e precedentemente descritta, risulta agente a tergo dei piedritti il carico dovuta al mezzo pesante; si ha pertanto (Load 12):

$$p_1 = \alpha \times q / L_{d1} \times k_{0,M1} = 1.10 \times 176.83 / 3.205 \times 0.4264 = \mathbf{25.88 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene (Load 13):

$$p_2 = q_{vk} / L_{d1} \times k_{0,M1} = 150 / 3.205 \times 0.4264 = \mathbf{19.96 \text{ kN/m}^2}$$

#### Approccio 1 – Combinazione 2

Per quanto riguarda il carico del treno LM71, in considerazione della larghezza dello scatolare e della disposizione di carico assunta e precedentemente descritta, risulta agente a tergo dei piedritti il carico dovuta al mezzo pesante; si ha pertanto (Load 12):

$$p_1 = \alpha \times q / L_{d1} \times k_{0,M2} = 1.10 \times 176.83 / 3.205 \times 0.5113 = \mathbf{31.03 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene (Load 13):

$$p_2 = q_{vk} / L_{d1} \times k_{0,M2} = 150 / 3.205 \times 0.5113 = \mathbf{23.93 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera la spinta congruente al treno di carico verticale considerato. La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

### 10.7. Frenatura e avviamento (Load 14 e Load 15)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

$$Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2}$$

$$Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{frenatura per modelli di carico LM71 e SW/0}$$

$$Q_{1b,k} = 35 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

#### *Treno LM71 – avviamento (Load 14)*

$$Q_{avv,LM71} = 33.0 / L_d = 33.0 / 3.205 = 10.30 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$Q_{avv,LM71} = 10.30 \times (1.66/1.41) = \mathbf{12.12 \text{ kN/m}^2}$$

**Treno SW/2 – frenatura (Load 15)**

$$Q_{\text{fren,SW/2}} = 35.0 / L_d = 35.0 / 3.205 = 10.92 \text{ kN/m}$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$Q_{\text{fren,SW/2}} = 10.92 \times (1.66/1.41) = \mathbf{12.86 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera l'azione congruente al treno di carico verticale considerato. La spinta è applicata da sinistra verso destra per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

**10.8. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione**

A favore di sicurezza si trascurano i carichi presenti sulla soletta di fondazione.

**10.9. Serpeggio**

Poiché l'asse del sottopasso è posto in retto rispetto all'asse ferroviario e poiché la sezione di calcolo è ortogonale all'asse del sottopasso, la forza longitudinale relativa al serpeggio risulta ortogonale al piano del telaio di calcolo: essa non dà perciò effetti nel modello e non viene quindi quantificata.

**10.10. Forza centrifuga**

L'asse ferroviario in corrispondenza del sottopasso non è in curva e quindi sulla struttura non agisce una forza centrifuga.

**10.11. Azione sismica (Load 16÷21)**

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_{gh};$$

$$F_v = P \times a_{gv};$$

P = peso proprio;

$a_g$  = accelerazioni sismiche al suolo.

$a_{gh} = 0.272 \text{ g}$ , accelerazione orizzontale;

$a_{gv} = 0.151 \text{ g}$ , accelerazione verticale.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta (**Load 16**) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento  $h_{\text{tot}}$ :

$$\Delta p_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 0.272 \times 20.0 \times 2.77 = 15.07 \text{ kN/m}^2.$$

Per tenere in conto della metà dello spessore della soletta superiore che non è modellata che subisce la forza sismica, il carico applicato alla struttura risulta pari a:

$$\Delta p_{d,incr} = \Delta p_d \times (H_{interna} + S_s + S_i) / (H_{interna} + S_s/2 + S_i) = 15.07 \times 1.54 / 1.41 = \mathbf{16.40 \text{ kN/m}^2}$$

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche orizzontali dovute all'inerzia degli elementi strutturali si considera sulla soletta superiore anche l'inerzia dovuta alla presenza del rilevato (**Load 17**):

$$\text{Piedritti: } \Delta p_{p,h} = \gamma_{c.a.} \times S_p \times a_{gh} = 25 \times 0.25 \times 0.272 = \mathbf{1.70 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Soletta: } \Delta p_{s,h} = (\gamma_{c.a.} \times S_s + G_{sovracc}) \times a_{gh} = (25 \times 0.25 + 21.84) \times 0.272 = \mathbf{7.64 \text{ kN/m}^2}$$

Sulla soletta superiore sono presenti alternativamente i treno di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (Load 18 e Load 19).

Considerando inoltre che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione  $\psi_2 = 0.20$ , l'effetto inerziale del treno di carico LM71 (**Load 18**) vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 72.83 \times 0.20 \times 0.272 = 3.96 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$\Delta p_{LM71,h} = 3.96 \times (1.66/1.41) = \mathbf{3.60 \text{ kN/m}^2}$$

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 (**Load 19**) vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 56.16 \times 0.20 \times 0.272 = 3.06 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 3.06 \times (1.66/1.41) = \mathbf{3.60 \text{ kN/m}^2}.$$

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche verticali dovute all'inerzia degli elementi strutturali si considera sulla soletta superiore anche l'inerzia dovuta alla presenza del rilevato. Le azioni verticali si considerano alternativamente agenti verso l'alto o verso il basso (**Load 20, Load 21**):

$$\text{Piedritti: } \Delta p_{p,v} = \pm \gamma_{c.a.} \times S_p \times a_{gv} = \pm 25 \times 0.25 \times 0.151 = \pm \mathbf{0.94 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Soletta: } \Delta p_{s,v} = \pm (\gamma_{c.a.} \times S_s + G_{sovracc}) \times a_{gv} = \pm (25 \times 0.25 + 21.84) \times 0.151 = \pm \mathbf{4.24 \text{ kN/m}^2}$$

Sulla soletta superiore sono presenti alternativamente i treno di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (Load 22-25). Le azioni verticali si considerano alternativamente agenti verso l'alto o verso il basso.

L'inerzia del treno LM71 si considera uniformemente distribuito sulla soletta superiore (**Load 22 e Load 23**):

$$\Delta p_{LM71,v} = \pm 72.83 \times 0.20 \times 0.151 = \pm \mathbf{2.20 \text{ kN/m}^2}$$

L'inerzia del treno SW/2 si considera uniformemente distribuito sulla soletta superiore (**Load 24 e Load 25**):

$$\Delta p_{SW/2,v} = \pm 56.16 \times 0.20 \times 0.151 = \pm \mathbf{1.70 \text{ kN/m}^2}$$

### 10.12. Riepilogo dei carichi sollecitanti

Nella seguente tabella vengono riportati i valori delle sollecitazioni per i singoli casi di carico, determinati come sopra riportato.

<i>Load 1</i>	Soletta superiore	<b>6,25</b>	kN/m <sup>2</sup>
	Piedritti	<b>6,25</b>	kN/m <sup>2</sup>
	Soletta inferiore	<b>6,25</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 2</i>	Sovraccarico permanente	<b>7,44</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 3</i>	Ballast	<b>14,40</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 4, Load 5 (con M1)</i>	P1	<b>9,85</b>	kN/m <sup>2</sup>
	P2	<b>21,88</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 4, Load 5 (con M2)</i>	P1	<b>11,81</b>	kN/m <sup>2</sup>
	P2	<b>26,23</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 6</i>	T	<b>5</b>	°C
<i>Load 7</i>	T + ritiro	<b>-15</b>	°C
<i>Load 8</i>	$\Delta T$	<b>16,67</b>	°C/m
<i>Load 9</i>	$\Delta T$	<b>-16,67</b>	°C/m
<i>Load 10</i>	q <sub>LM71</sub>	<b>72,83</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 11</i>	q <sub>SW/2</sub>	<b>56,16</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 12 (con M1)</i>	p <sub>LM71</sub>	<b>25,88</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 12 (con M2)</i>	p <sub>LM71</sub>	<b>31,03</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 13 (con M1)</i>	p <sub>SW/2</sub>	<b>19,96</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 13 (con M2)</i>	p <sub>SW/2</sub>	<b>23,93</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 14</i>	Q <sub>avv,LM71</sub>	<b>12,12</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 15</i>	Q <sub>fren,SW/2</sub>	<b>12,86</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 16</i>	$\Delta p_{d,inc}$	<b>16,40</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 17</i>	$\Delta p_{p,h}$	<b>1,70</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Delta p_{s,h}$	<b>7,64</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 18</i>	$\Delta p_{LM71,h}$	<b>4,66</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 19</i>	$\Delta p_{SW/2,h}$	<b>3,60</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 20</i>	$\Delta p_{p,v+}$	<b>0,94</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Delta p_{s,v+}$	<b>4,24</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 21</i>	$\Delta p_{p,v-}$	<b>-0,94</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Delta p_{s,v-}$	<b>-4,24</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 22</i>	$\Delta p_{LM71,v+}$	<b>2,20</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 23</i>	$\Delta p_{SW/2,v-}$	<b>-2,20</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 24</i>	$\Delta p_{LM71,v+}$	<b>1,70</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 25</i>	$\Delta p_{SW/2,v-}$	<b>-1,70</b>	kN/m <sup>2</sup>

## 11. ANALISI DEI CARICHI – TOMBINO D600

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	= 25	kN/m <sup>3</sup>
- rilevato:	$\gamma_{ril}$	= 20	kN/m <sup>3</sup>
- sovrastruttura ferroviaria:	$\gamma_{ric}$	= 24	kN/m <sup>3</sup>
- massicciata + armamento:	$\gamma_{ballast}$	= 18	kN/m <sup>3</sup>

### 11.1. Peso proprio strutture (Load1)

- soletta superiore	$S_s \times \gamma_{c.a.} = 0.20 \times 25.00$	= 5.00 kN/m <sup>2</sup>
- piedritti	$S_p \times \gamma_{c.a.} = 0.20 \times 25.00$	= 5.00 kN/m <sup>2</sup>
- soletta inferiore	$S_i \times \gamma_{c.a.} = 0.20 \times 25.00$	= 5.00 kN/m <sup>2</sup>

### 11.2. Carichi permanenti portati (Load2 e Load3)

Si considera che il ballast abbia uno spessore pari a 80 cm.

Load2 (sovraccarico ad esclusione del ballast ed armamento):

$$\text{peso sovrastruttura ferroviaria } (H_{ric} - H_{ballast}) \times \gamma_{ric} = 0.37 \times 24.00 = 8.88 \text{ kN/m}^2$$

Load 3 (sovraccarico dovuto a ballast e armamento):

$$\text{peso ballast + armamento } H_{ballast} \times \gamma_{ballast} = 0.80 \times 18.00 = 14.40 \text{ kN/m}^2$$

### 11.3. Spinta del terreno (Load4 e Load5)

Il rinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Secondo quanto riportato in precedenza per il rinterro si assumono i seguenti parametri:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ$$

$$k_{0,k} = 0.4264 \quad k_{0,M1} = 0.4264 \quad k_{0,M2} = 0.5113$$

$$k_{a,k} = 0.2710 \quad k_{a,M1} = 0.2710 \quad k_{a,M2} = 0.3434$$

Si riporta di seguito il calcolo delle pressioni agenti sulla struttura, eseguito sia per la Combinazione 1 (A1+M1+R1) che per la Combinazione 2 (A2+M2+R2), ed indicando con Load 4 le spinte a riposo sul piedritto sinistro e con Load 5 quelle sul piedritto destro.

#### Approccio 1 – Combinazione 1

- Pressione in asse soletta superiore:

$$P_1 (h_1 = 1.17 + 0.20/2 = 1.27\text{m}) = k_{0,M1} \times [H_{\text{ballast}} \times \gamma_{\text{ballast}} + (h_1 - H_{\text{ballast}}) \times \gamma_t] =$$

$$= 0.4264 \times [(0.80 \times 20 + (1.17 - 0.80) \times 20)] = \mathbf{10.15 \text{ kN/m}^2}$$

- Pressione in asse soletta inferiore:

$$P_2 (h_2 = 1.17 + 0.20 + 0.72 + 0.20/2 = 2.19\text{m}) = P_1 + k_{0,M1} \times (h_2 - h_1) \times \gamma_t =$$

$$= 10.15 + 0.4264 \times (2.19 - 1.27) \times 20 = \mathbf{18.00 \text{ kN/m}^2}$$

#### Approccio 1 – Combinazione 2

- Pressione in asse soletta superiore:

$$P_1 (h_1 = 1.17 + 0.20/2 = 1.27\text{m}) = k_{0,M2} \times [H_{\text{ballast}} \times \gamma_{\text{ballast}} + (h_1 - H_{\text{ballast}}) \times \gamma_t] =$$

$$= 0.5113 \times [(0.80 \times 20 + (1.17 - 0.80) \times 20)] = \mathbf{12.17 \text{ kN/m}^2}$$

- Pressione in asse soletta inferiore:

$$P_2 (h_2 = 1.17 + 0.20 + 0.72 + 0.20/2 = 2.19\text{m}) = P_1 + k_{0,M2} \times (h_2 - h_1) \times \gamma_t =$$

$$= 12.17 + 0.5113 \times (2.19 - 1.27) \times 20 = \mathbf{21.58 \text{ kN/m}^2}$$

#### **11.4. Azioni termiche e ritiro (Load 6 ÷ 9)**

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 15^\circ \text{C}$  sulla soletta superiore (Load 6 e Load 7), ed un salto termico di  $5^\circ \text{C}$  (analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore della soletta superiore (Load 8 e Load 9).

Il valore applicato della variazione termica uniforme viene ridotto di 1/3 per considerare gli effetti viscosi del calcestruzzo, ed è quindi pari a  $\pm 5^\circ \text{C}$ .

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

#### **Ritiro**

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  e di viscosità  $\phi(t, t_0)$ , come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola soletta superiore, assumendo la dimensione convenzionale  $h_0$  pari a  $2 \times A/u = 2 \times H = 40 \text{ cm}$ , ed un calcestruzzo C32/40 classe N.

#### Caratteristiche della sezione:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$H = 20 \text{ cm}$

Deformazione da ritiro:

$U.R. = 75\%$

$$\epsilon_{ca}(t = \infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 40 - 10) \times 10^{-6} = 0.058 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cd}(t = \infty) = k_h \times \epsilon_{cd,0} = 0.7 \times 0.32 \text{ ‰} = 0.22 \text{ ‰} \text{ (per calcestruzzo C32/40 classe N, U.R.=75\%)}$$

$$\epsilon_r = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 0.278 \text{ ‰}$$

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di  $h_0$ , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a  $\phi(t = \infty) = 2.5$ .

Il ritiro viene considerato nel calcolo delle sollecitazioni come un'azione termica applicata alla soletta superiore di intensità pari a:

$$\alpha \times \Delta T \times E_c = -\epsilon_r \times E_c / (1 + \phi)$$

$$\Delta T = -\epsilon_r / [\alpha \times (1 + \phi)] = -0.278 \text{ ‰} / [10 \times 10^{-6} \times (1 + 2.5)] = -7.94 \cong -10 \text{ °C.}$$

L'azione termica viene combinata con le altre azioni solamente quando il suo contributo incrementa le sollecitazioni. Per semplicità di calcolo, essa si considera sommata all'azione termica uniforme negativa (**Load 7**), considerando quindi un'azione pari a:

$$\Delta T^{(-)} = -5 - 10 = -15 \text{ °C.}$$

### 11.5. Carichi mobili verticali sulla soletta superiore (Load 10 e Load 11)

Detta  $L_d$  la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed il terrapieno e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando 2.60 m la larghezza della traversina:

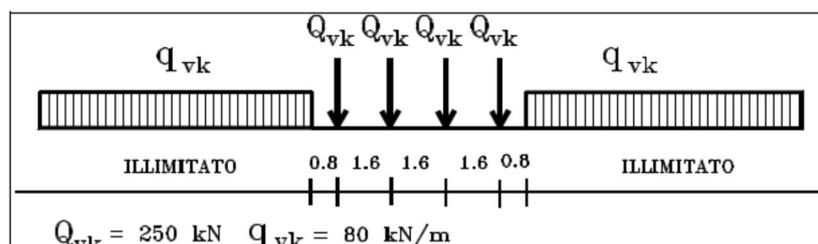
$$L_d = 2.60 + 2 \times ((H_r - 0.40)/4 + S_g/2) = 2.60 + 2 \times ((1.17 - 0.40)/4 + 0.20/2) = 3.185 \text{ m} < 4.00 \text{ m (interasse binario)}$$

Incremento dinamico per linee con elevato standard manutentivo

Nel caso di scatolare con  $l \leq 8\text{m}$  e  $h \leq 5\text{m}$  si assume  $\phi_2 = 1.20$ .

#### Treno LM71 (Load 10)

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.



Treno di carico LM71

Si determina la larghezza di diffusione in direzione longitudinale del singolo asse, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25m:

$$L_1 = 0.25 + 2 \times ((1.17 - 0.40)/4 + 0.20/2) = 0.835 \text{ m} < 1.60 \text{ m.}$$

La lunghezza di ripartizione longitudinale risulta minore all'interasse delle traverse, si considera un'unica impronta di carico di lunghezza pari a  $L_1 = 0.835 + 3 \times 1.60 = 5.635 \text{ m}$ .

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento " $\alpha$ ", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Modello di carico	Coefficiente " $\alpha$ "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

*Coefficiente di adattamento " $\alpha$ " in funzione del modello di carico*

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \times 4 / 5.635 = 177.46 \text{ kN/m}$$

- in corrispondenza dei quattro assi da 250 kN

$$q_1 = \alpha \times q_{\text{equi}} / L_{d1} \times \phi_2 = 1.10 \times 177.46 / 3.185 \times 1.20 = 73.55 \text{ kN/m}^2$$

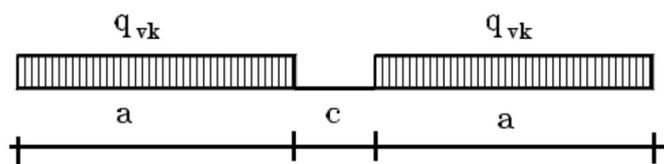
- in corrispondenza del carico  $q = 80 \text{ kN/m}$

$$q_2 = \alpha \times q / L_{d1} \times \phi_2 = 1.10 \times 80 / 3.185 \times 1.20 = 33.16 \text{ kN/m}^2.$$

La lunghezza di diffusione del mezzo pesante è praticamente uguale alla larghezza lorda dello scatolare, si considererà pertanto un'unica condizione di carico con il mezzo pesante uniformemente distribuito su tutta la luce di calcolo (Load 10).

### Treno SW/2 (Load 11)

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito



*Treno di carico SW*

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

*Caratteristiche Treno di Carico SW*

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d \times \phi_2 = 150 / 3.185 \times 1.20 = \mathbf{56.51 \text{ kN/m}^2}$$

Si considera il treno di carico SW/2 applicato su tutta la soletta superiore (Load 11).

### 11.6. Spinta del sovraccarico sul rilevato (Load 12 e Load 13)

#### Approccio 1 – Combinazione 1

Per quanto riguarda il carico del treno LM71, in considerazione della larghezza dello scatolare e della disposizione di carico assunta e precedentemente descritta, risulta agente a tergo dei piedritti il carico dovuta al mezzo pesante; si ha pertanto (Load 12):

$$p_1 = \alpha \times q / L_{d1} \times k_{0,M1} = 1.10 \times 177.46 / 3.185 \times 0.4264 = \mathbf{26.14 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene (Load 13):

$$p_2 = q_{vk} / L_{d1} \times k_{0,M1} = 150 / 3.185 \times 0.4264 = \mathbf{20.08 \text{ kN/m}^2}$$

#### Approccio 1 – Combinazione 2

Per quanto riguarda il carico del treno LM71, in considerazione della larghezza dello scatolare e della disposizione di carico assunta e precedentemente descritta, risulta agente a tergo dei piedritti il carico dovuta al mezzo pesante; si ha pertanto (Load 12):

$$p_1 = \alpha \times q / L_{d1} \times k_{0,M2} = 1.10 \times 177.46 / 3.185 \times 0.5113 = \mathbf{31.34 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene (Load 13):

$$p_2 = q_{vk} / L_{d1} \times k_{0,M2} = 150 / 3.185 \times 0.5113 = \mathbf{24.08 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera la spinta congruente al treno di carico verticale considerato. La spinta è applicata sul solo piedritto sinistro per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

### 11.7. Frenatura e avviamento (Load 14 e Load 15)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

$$Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2}$$

$$Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{frenatura per modelli di carico LM71 e SW/0}$$

$$Q_{1b,k} = 35 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

#### *Treno LM71 – avviamento (Load 14)*

$$Q_{avv,LM71} = 33.0 / L_d = 33.0 / 3.185 = 10.36 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$Q_{avv,LM71} = 10.36 \times (1.12/0.92) = \mathbf{12.61 \text{ kN/m}^2}$$

**Treno SW/2 – frenatura (Load 15)**

$$Q_{\text{fren,SW/2}} = 35.0 / L_d = 35.0 / 3.185 = 10.99 \text{ kN/m}$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$Q_{\text{fren,SW/2}} = 10.99 \times (1.12/0.92) = \mathbf{13.38 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera l'azione congruente al treno di carico verticale considerato. La spinta è applicata da sinistra verso destra per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

**11.8. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione**

A favore di sicurezza si trascurano i carichi presenti sulla soletta di fondazione.

**11.9. Serpeggio**

Poiché l'asse del sottopasso è posto in retto rispetto all'asse ferroviario e poiché la sezione di calcolo è ortogonale all'asse del sottopasso, la forza longitudinale relativa al serpeggio risulta ortogonale al piano del telaio di calcolo: essa non dà perciò effetti nel modello e non viene quindi quantificata.

**11.10. Forza centrifuga**

L'asse ferroviario in corrispondenza del sottopasso non è in curva e quindi sulla struttura non agisce una forza centrifuga.

**11.11. Azione sismica (Load 16÷21)**

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \times a_{gh};$$

$$F_v = P \times a_{gv};$$

P = peso proprio;

$a_g$  = accelerazioni sismiche al suolo.

$a_{gh} = 0.270 \text{ g}$ , accelerazione orizzontale;

$a_{gv} = 0.149 \text{ g}$ , accelerazione verticale.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “Analisi semplificata per le strutture di contenimento”, punto 9 – “Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide”, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  per la condizione a riposo viene valutato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta (**Load 16**) viene considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza della sezione verticale rigida di riferimento  $h_{\text{tot}}$ :

$$\Delta p_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 0.270 \times 20.0 \times 2.29 = 12.37 \text{ kN/m}^2.$$

Per tenere in conto della metà dello spessore della soletta superiore che non è modellata che subisce la forza sismica, il carico applicato alla struttura risulta pari a:

$$\Delta p_{d,incr} = \Delta p_d \times (H_{interna} + S_s + S_i) / (H_{interna} + S_s/2 + S_i) = 12.37 \times 1.02 / 0.92 = \mathbf{13.71 \text{ kN/m}^2}$$

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche orizzontali dovute all'inerzia degli elementi strutturali si considera sulla soletta superiore anche l'inerzia dovuta alla presenza del rilevato (**Load 17**):

$$\text{Piedritti: } \Delta p_{p,h} = \gamma_{c.a.} \times S_p \times a_{gh} = 25 \times 0.20 \times 0.270 = \mathbf{1.35 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Soletta: } \Delta p_{s,h} = (\gamma_{c.a.} \times S_s + G_{sovracc}) \times a_{gh} = (25 \times 0.20 + 23.28) \times 0.270 = \mathbf{7.64 \text{ kN/m}^2}$$

Sulla soletta superiore sono presenti alternativamente i treno di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (Load 18 e Load 19).

Considerando inoltre che le N.T.C. assegnano alle masse derivanti dal carico mobile un coefficiente di combinazione  $\psi_2 = 0.20$ , l'effetto inerziale del treno di carico LM71 (**Load 18**) vale:

$$\Delta p_{LM71,h} = 73.55 \times 0.20 \times 0.270 = 3.97 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$\Delta p_{LM71,h} = 3.97 \times (1.22/0.92) = \mathbf{4.83 \text{ kN/m}^2}$$

Analogamente, l'effetto inerziale del treno di carico SW/2 (**Load 19**) vale:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 56.51 \times 0.20 \times 0.270 = 3.05 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene incrementato per tenere conto della riduzione di lunghezza della soletta nel modello di calcolo:

$$\Delta p_{SW/2,h} = 3.05 \times (1.22/0.92) = \mathbf{3.72 \text{ kN/m}^2}.$$

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche verticali dovute all'inerzia degli elementi strutturali si considera sulla soletta superiore anche l'inerzia dovuta alla presenza del rilevato. Le azioni verticali si considerano alternativamente agenti verso l'alto o verso il basso (**Load 20, Load 21**):

$$\text{Piedritti: } \Delta p_{p,v} = \pm \gamma_{c.a.} \times S_p \times a_{gv} = \pm 25 \times 0.20 \times 0.149 = \pm \mathbf{0.75 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Soletta: } \Delta p_{s,v} = \pm (\gamma_{c.a.} \times S_s + G_{sovracc}) \times a_{gv} = \pm (25 \times 0.20 + 23.28) \times 0.149 = \pm \mathbf{4.21 \text{ kN/m}^2}$$

Sulla soletta superiore sono presenti alternativamente i treno di carico LM71 e SW/2 dei quali si considera l'inerzia della massa ad essi associata (Load 22-25). Le azioni verticali si considerano alternativamente agenti verso l'alto o verso il basso.

L'inerzia del treno LM71 si considera uniformemente distribuito sulla soletta superiore (**Load 22 e Load 23**):

$$\Delta p_{LM71,v} = \pm 73.55 \times 0.20 \times 0.149 = \pm \mathbf{2.19 \text{ kN/m}^2}$$

L'inerzia del treno SW/2 si considera uniformemente distribuito sulla soletta superiore (**Load 24 e Load 25**):

$$\Delta p_{SW/2,v} = \pm 56.51 \times 0.20 \times 0.149 = \pm \mathbf{1.68 \text{ kN/m}^2}$$

### 11.12. Riepilogo dei carichi sollecitanti

Nella seguente tabella vengono riportati i valori delle sollecitazioni per i singoli casi di carico, determinati come sopra riportato.

<i>Load 1</i>	Soletta superiore	<b>5,00</b>	kN/m <sup>2</sup>
	Piedritti	<b>5,00</b>	kN/m <sup>2</sup>
	Soletta inferiore	<b>5,00</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 2</i>	Sovraccarico permanente	<b>8,88</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 3</i>	Ballast	<b>14,40</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 4, Load 5 (con M1)</i>	P1	<b>10,15</b>	kN/m <sup>2</sup>
	P2	<b>18,00</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 4, Load 5 (con M2)</i>	P1	<b>12,17</b>	kN/m <sup>2</sup>
	P2	<b>21,58</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 6</i>	T	<b>5</b>	°C
<i>Load 7</i>	T + ritiro	<b>-15</b>	°C
<i>Load 8</i>	$\Delta T$	<b>25,00</b>	°C/m
<i>Load 9</i>	$\Delta T$	<b>-25,00</b>	°C/m
<i>Load 10</i>	q <sub>LM71</sub>	<b>73,55</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 11</i>	q <sub>SW/2</sub>	<b>56,51</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 12 (con M1)</i>	p <sub>LM71</sub>	<b>26,14</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 12 (con M2)</i>	p <sub>LM71</sub>	<b>31,34</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 13 (con M1)</i>	p <sub>SW/2</sub>	<b>20,08</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 13 (con M2)</i>	p <sub>SW/2</sub>	<b>24,08</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 14</i>	Q <sub>avv,LM71</sub>	<b>12,61</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 15</i>	Q <sub>fren,SW/2</sub>	<b>13,38</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 16</i>	$\Delta p_{d,inc}$	<b>13,71</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 17</i>	$\Delta p_{p,h}$	<b>1,35</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Delta p_{s,h}$	<b>7,64</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 18</i>	$\Delta p_{LM71,h}$	<b>4,83</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 19</i>	$\Delta p_{SW/2,h}$	<b>3,72</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 20</i>	$\Delta p_{p,v+}$	<b>0,75</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Delta p_{s,v+}$	<b>4,21</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 21</i>	$\Delta p_{p,v-}$	<b>-0,75</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Delta p_{s,v-}$	<b>-4,21</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 22</i>	$\Delta p_{LM71,v+}$	<b>2,19</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 23</i>	$\Delta p_{SW/2,v-}$	<b>-2,19</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 24</i>	$\Delta p_{LM71,v+}$	<b>1,68</b>	kN/m <sup>2</sup>
<i>Load 25</i>	$\Delta p_{SW/2,v-}$	<b>-1,68</b>	kN/m <sup>2</sup>

## 12. ANALISI DEI CARICHI – IMBOCCO D1500

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

L'analisi dei manufatti di imbocco è stata condotta attraverso la procedura analitica con riferimento ad una porzione di parete di larghezza unitaria.

Le condizioni elementari di carico di seguito determinate saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:  $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- rilevato:  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- ricoprimento:  $\gamma_{ric} = 20 \text{ kN/m}^3$

### 12.1.1. Peso proprio strutture (Load 1)

- parete  $S_s \times \gamma_{c.a.}$
- soletta  $S_s \times \gamma_{c.a.}$

### 12.1.2. Spinta del terreno (Load 2)

Il reinterro a ridosso della parete verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Secondo quanto riportato in precedenza per il reinterro si assumono i seguenti parametri geotecnici:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 30^\circ$$

$$\phi'_{dM1} = 30^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}30^\circ/1.25) = 24.791^\circ$$

	Coeff. M1 - $\gamma_{m,\phi}=1$	Coeff. M2 - $\gamma_{m,\phi}=1.25$
Spinta a riposo	0,5000	0,5807
Spinta attiva	0,3333	0,4091

La spinta orizzontale delle terre sui piedritti, in condizioni statiche, ad una generica profondità z da piano campagna è calcolata come:

$$\sigma_t(z) = k_0 [ \gamma_t z - u(z) ]$$

dove  $u(z)$  è la pressione dell'acqua alla profondità z da piano campagna.

### 12.1.3. Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (Load 4)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$p_q = k_0 \times q$$

con  $q$  sovraccarico accidentale.

Per le pareti a sostegno delle scarpate dei rilevati, si considera un sovraccarico ridotto, pari a  $10 \text{ kN/m}^2$ , rappresentativo degli eventuali mezzi meccanici adottati nelle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria che possono transitare sulla scarpata del rilevato.

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

### 12.1.4. Azioni sismiche (Load 5,6,7,8)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “analisi semplificata per le strutture di contenimento” come esplicitato al capitolo 4 “Criteri di definizione dell'azione sismica”. In considerazione dei valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali precedentemente determinati, l'angolo  $\theta$  assume i seguenti valori:

Dati i seguenti parametri:

- $\Phi'_{dM1} = 30^\circ$
- $\Phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}30^\circ/1.25) = 24.791^\circ$
- $\psi = 90^\circ$ ;
- $\beta = 0^\circ$ ;
- $\delta_d = 0$ ;

L'angolo  $\theta$  ed il relativo coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) valgono:

$\theta_1$ (sisma verso basso)	$\theta_2$ (sisma verso alto)	$K(\theta_1) - M1$	$K(\theta_1) - M2$	$K(\theta_2) - M1$	$K(\theta_2) - M2$
13.3723	17.3205	0.5068	0.6080	0.5825	0.7027

L'azione sismica totale sulla parete, dovuta alla spinta del terreno risulta pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K(\theta) H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

con  $\gamma^*$  definito in precedenza in funzione della presenza della falda e del tipo di terreno,  $E_{ws}$  e  $E_{wd}$  rispettivamente pressione statica e sovrappressione idrodinamica dovuta alla presenza della falda.

La spinta complessiva  $E_d$  è composta da tre termini, ciascuno dei quali presenta un diverso punto di applicazione:

- Componente associata allo scheletro solido (Load 5):
  - la spinta sismica totale dello scheletro solido ( $S_{A,E}$ ) è data dalla somma della spinta attiva in condizioni statiche ( $S_{A,S}$ ) e l'incremento di spinta sismico ( $\Delta S_A$ ) calcolabile come  $\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$ . Nel caso dei muri ad “U” per i quali la parete non è in grado di compiere grandi rotazioni alla base, il sovraccarico sismico si considera applicato uniformemente sull'altezza della parete (Load 5).
- Componente idrostatica:
  - applicata analogamente al caso statico.

- Componente idrodinamica (Load 6):
  - è applicata alla parete con la seguente distribuzione di pressioni:  $q_{wd}(z) = \pm 7/8 k_h \gamma_w (H' \times z)^{0.5}$  con  $H'$  altezza della falda da asse soletta e  $z$  è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua. L'azione idrodinamica, se presente, è applicata con segno positivo sul piedritto di sinistra e con segno negativo su quello di destra.

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

- $f_h = p \times k_h$  (Load 7)
- $f_v = p \times k_v$  (Load 8)

con "p" peso proprio degli elementi strutturali.

### 13. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI – TOMBINI

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV (NTC).

	Azioni verticali	Frenatura e avviamento	
Gruppo 1	1	0.50	Rara e frequente
Gruppo 3	1(0,5)	1.00	Rara e frequente
Gruppo 4	0.80	0.80	Fessurazione

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 5.2.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI (NTC).

#### 13.1. Condizioni e combinazioni di carico adottate

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

Load	Tipo	Carico
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Peso rilevato
3	Gk	Peso ballast
4	Gk	Spinta terre da sinistra
5	Gk	Spinta terre da destra
6	Qk	Carico termico positivo uniforme
7	Qk	Carico termico negativo uniforme
8	Qk	Carico termico variabile +/-
9	Qk	Carico termico variabile -/+
10	Qk	Carico LM71 centrale
11	Qk	Carico SW/2
12	Qk	Spinta LM71 su piedritto sx
13	Qk	Spinta SW/2 su piedritto sx
14	Qk	Avviamento LM71
15	Qk	Frenatura SW/2
16	Qk	Incremento dinamico terreno
17	Qk	Azioni sismiche inerziali orizzontali da permanenti
18	Qk	Azioni sismiche inerziali orizzontali da LM71
19	Qk	Azioni sismiche inerziali orizzontali da SW/2
20	Qk	Azioni sismiche inerziali verso alto da permanenti
21	Qk	Azioni sismiche inerziali verso basso da permanenti
22	Qk	Azioni sismiche inerziali verso alto da LM71
23	Qk	Azioni sismiche inerziali verso basso da LM71
24	Qk	Azioni sismiche inerziali verso alto da SW/2
25	Qk	Azioni sismiche inerziali verso basso da SW/2

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL R188 04 001	Rev. A	Foglio 53 di 167
---------	------------------	-------------	---	-----------	---------------------

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

I valori numerici riportati nelle colonne delle seguenti tabelle di combinazione indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la condizione elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni.

### 13.1.1. Combinazioni SLU di tipo STR

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	Terra sx	Terra dx	T+ unif	T- unif	DT +	DT -	LM71	SW/2	Spinta LM71	Spinta SW/2	LM71 avviamento	SW/2 frenatura
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1		1,35	1,35	1,5	1,35	1	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0
2	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	1,45	0	0	0	0
3	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	1,45	0	0	0	0,58
4	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0,58	0	0	0	1,45
5	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	1,16	0	0	0	1,45
6	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0
7	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0,58
8	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0,58	0	0,58	0	1,45
9	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	1,16	0	1,16	0	1,45
10	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0	1,45	0	0	0
11	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0	1,45	0	0	0,58
12	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0	0,58	0	0	1,45
13	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0	1,16	0	0	1,45
14	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0	1,45	0	1,45	0
15	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0	1,45	0	1,45	0,58
16	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0	0,58	0	0,58	1,45
17	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0,9	0	0	1,16	0	1,16	1,45
18		1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
19	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	1,45	0	0	0	0
20	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	1,45	0	0	0	0,58
21	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0,58	0	0	0	1,45
22	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	1,16	0	0	0	1,45
23	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0
24	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0,58
25	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0,58	0	0,58	0	1,45
26	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	1,16	0	1,16	0	1,45
27	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0	1,45	0	0	0
28	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0	1,45	0	0	0,58
29	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0	0,58	0	0	1,45
30	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0	1,16	0	0	1,45
31	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0	1,45	0	1,45	0
32	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0	1,45	0	1,45	0,58
33	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0	0,58	0	0,58	1,45
34	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0,9	0	0	1,16	0	1,16	1,45
35		1,35	1,35	1,5	1	1	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0
36	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	1,45	0	0	0	0
37	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	1,45	0	0	0	0,58
38	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0,58	0	0	0	1,45
39	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	1,16	0	0	0	1,45
40	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0
41	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0,58
42	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0,58	0	0,58	0	1,45
43	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	1,16	0	1,16	0	1,45
44	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0	1,45	0	0	0
45	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0	1,45	0	0	0,58
46	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0	0,58	0	0	1,45
47	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0	1,16	0	0	1,45
48	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0	1,45	0	1,45	0
49	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0	1,45	0	1,45	0,58
50	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0	0,58	0	0,58	1,45
51	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0,9	0	0	1,16	0	1,16	1,45
52		1,35	1,35	1,5	1	1	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
53	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	1,45	0	0	0	0
54	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	1,45	0	0	0	0,58
55	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0,58	0	0	0	1,45

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001Rev.  
AFoglio  
54 di 167

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	Terra sx	Terra dx	T+ unif	T- unif	DT +	DT -	LM71	SW/2	Spinta LM71	Spinta SW/2	LM71 avviamento	SW/2 frenatura
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
56	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	1,16	0	0	1,45	0
57	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0
58	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0,58
59	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0,58	0	0,58	0	1,45
60	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	1,16	0	1,16	0	1,45
61	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0	1,45	0	0	0
62	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0	1,45	0	0	0,58
63	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0	0,58	0	0	1,45
64	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0	1,16	0	0	1,45
65	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0	1,45	0	1,45	0
66	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0	1,45	0	1,45	0,58
67	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0	0,58	0	0,58	1,45
68	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0,9	0	0	1,16	0	1,16	1,45
69		1,35	1,35	1,5	1,35	1	1,5	0	0	1,5	0	0	0	0	0
70	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	1,45	0	0	0	0
71	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	1,45	0	0	0,58	0
72	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0,58	0	0	0	1,45
73	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	1,16	0	0	0	1,45
74	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	1,45	0	1,45	0	0
75	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	1,45	0	1,45	0	0,58
76	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0,58	0	0,58	0	1,45
77	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	1,16	0	1,16	0	1,45
78	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0	1,45	0	0	0
79	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0	1,45	0	0	0,58
80	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0	0,58	0	0	1,45
81	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0	1,16	0	0	1,45
82	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0
83	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0,58
84	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0	0,58	0	0,58	1,45
85	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0,9	0	0	0,9	0	1,16	0	1,16	1,45
86		1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0
87	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	1,45	0	0	0	0
88	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	1,45	0	0	0,58	0
89	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0,58	0	0	0	1,45
90	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	1,16	0	0	0	1,45
91	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	1,45	0	1,45	0	0
92	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	1,45	0	1,45	0	0,58
93	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0,58	0	0,58	0	1,45
94	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	1,16	0	1,16	0	1,45
95	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0	1,45	0	0	0
96	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0	1,45	0	0	0,58
97	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0	0,58	0	0	1,45
98	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0	1,16	0	0	1,45
99	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0
100	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0,58
101	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0	0,58	0	0,58	1,45
102	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1,35	1	0	0,9	0	0,9	0	1,16	0	1,16	1,45
103		1,35	1,35	1,5	1	1	1,5	0	0	1,5	0	0	0	0	0
104	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	1,45	0	0	0	0
105	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	1,45	0	0	0,58	0
106	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0,58	0	0	0	1,45
107	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	1,16	0	0	0	1,45
108	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	1,45	0	1,45	0	0
109	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	1,45	0	1,45	0	0,58
110	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0,58	0	0,58	0	1,45
111	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	1,16	0	1,16	0	1,45
112	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0	1,45	0	0	0
113	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0	1,45	0	0	0,58
114	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0	0,58	0	0	1,45
115	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0	1,16	0	0	1,45
116	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0
117	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0,58
118	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0	0,58	0	0,58	1,45
119	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0,9	0	0	0,9	0	1,16	0	1,16	1,45
120		1,35	1,35	1,5	1	1	0	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0
121	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	1,45	0	0	0	0

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001Rev.  
AFoglio  
55 di 167

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	Terra sx	Terra dx	T+ unif	T- unif	DT +	DT -	LM71	SW/2	Spinta LM71	Spinta SW/2	LM71 avviamento	SW/2 frenatura	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
122	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	1,45	0	0	0	0,58	0
123	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0,58	0	0	0	1,45	0
124	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	1,16	0	0	0	1,45	0
125	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	1,45	0	1,45	0	0	0
126	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	1,45	0	1,45	0	0,58	0
127	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0,58	0	0,58	0	1,45	0
128	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	1,16	0	1,16	0	1,45	0
129	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0	1,45	0	0	0	0
130	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0	1,45	0	0	0	0,58
131	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0	0,58	0	0	0	1,45
132	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0	1,16	0	0	0	1,45
133	GR1-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0
134	GR1-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0	1,45	0	1,45	0	0,58
135	GR3-1	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0	0,58	0	0,58	0	1,45
136	GR3-2	1,35	1,35	1,5	1	1	0	0,9	0	0,9	0	1,16	0	1,16	0	1,45

## 13.1.2. Combinazioni SLU di tipo GEO

n° CC	P.P.	Rilevato	Ballast	Terra sx	Terra dx	T+ unif	T- unif	DT +	DT -	LM71 centro	LM71 terra	LM71 avviamento	SW/2	SW/2 terra	SW/2 frenatura
1		1	1,3	1	1	1,3	0	1,3	0	0	0	0	0	0	0
2	GR1-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	1,25	0	0	0	0	0
3	GR1-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	1,25	0	0,5	0	0	0
4	GR3-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0,5	0	1,25	0	0	0
5	GR3-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	1	0	1,25	0	0	0
6	GR1-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	1,25	1,25	0	0	0	0
7	GR1-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	1,25	1,25	0,5	0	0	0
8	GR3-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0,5	0,5	1,25	0	0	0
9	GR3-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	1	1	1,25	0	0	0
10	GR1-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0	0	0	1,25	0	0
11	GR1-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0	0	0	1,25	0	0,5
12	GR3-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0	0	0	0,5	0	1,25
13	GR3-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0	0	0	1	0	1,25
14	GR1-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0	0	0	1,25	1,25	0
15	GR1-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0	0	0	1,25	1,25	0,5
16	GR3-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0	0	0	0,5	0,5	1,25
17	GR3-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0,78	0	0	0	0	1	1	1,25
18		1	1,3	1	1	0	1,3	1,3	0	0	0	0	0	0	0
19	GR1-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	1,25	0	0	0	0	0
20	GR1-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	1,25	0	0,5	0	0	0
21	GR3-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0,5	0	1,25	0	0	0
22	GR3-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	1	0	1,25	0	0	0
23	GR1-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	1,25	1,25	0	0	0	0
24	GR1-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	1,25	1,25	0,5	0	0	0
25	GR3-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0,5	0,5	1,25	0	0	0
26	GR3-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	1	1	1,25	0	0	0
27	GR1-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0	0	0	1,25	0	0
28	GR1-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0	0	0	1,25	0	0,5
29	GR3-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0	0	0	0,5	0	1,25
30	GR3-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0	0	0	1	0	1,25
31	GR1-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0	0	0	1,25	1,25	0
32	GR1-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0	0	0	1,25	1,25	0,5
33	GR3-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0	0	0	0,5	0,5	1,25
34	GR3-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0,78	0	0	0	0	1	1	1,25
35		1	1,3	1	1	1,3	0	0	1,3	0	0	0	0	0	0
36	GR1-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	1,25	0	0	0	0	0
37	GR1-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	1,25	0	0,5	0	0	0
38	GR3-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0,5	0	1,25	0	0	0
39	GR3-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	1	0	1,25	0	0	0
40	GR1-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	1,25	1,25	0	0	0	0
41	GR1-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	1,25	1,25	0,5	0	0	0
42	GR3-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0,5	0,5	1,25	0	0	0
43	GR3-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	1	1	1,25	0	0	0
44	GR1-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0	0	0	1,25	0	0
45	GR1-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0	0	0	1,25	0	0,5
46	GR3-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0	0	0	0,5	0	1,25
47	GR3-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0	0	0	1	0	1,25
48	GR1-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0	0	0	1,25	1,25	0
49	GR1-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0	0	0	1,25	1,25	0,5
50	GR3-1	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0	0	0	0,5	0,5	1,25
51	GR3-2	1	1,3	1	1	0,78	0	0	0,78	0	0	0	1	1	1,25
52		1	1,3	1	1	0	1,3	0	1,3	0	0	0	0	0	0
53	GR1-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	1,25	0	0	0	0	0
54	GR1-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	1,25	0	0,5	0	0	0
55	GR3-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0,5	0	1,25	0	0	0
56	GR3-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	1	0	1,25	0	0	0
57	GR1-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	1,25	1,25	0	0	0	0
58	GR1-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	1,25	1,25	0,5	0	0	0
59	GR3-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0,5	0,5	1,25	0	0	0
60	GR3-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	1	1	1,25	0	0	0
61	GR1-1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0	0	0	1,25	0	0
62	GR1-2	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0	0	0	1,25	0	0,5

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
57 di 167

n° CC		P.P	Rilevato	Ballast	Terra sx	Terra dx	T+ unif	T- unif	DT +	DT -	LM71 centro	LM71 terra	LM71 avviamento	SW/2	SW/2 terra	SW/2 frenatura
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
63	GR3-1	1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0	0	0	0,5	0	1,25
64	GR3-2	1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0	0	0	1	0	1,25
65	GR1-1	1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0	0	0	1,25	1,25	0
66	GR1-2	1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0	0	0	1,25	1,25	0,5
67	GR3-1	1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0	0	0	0,5	0,5	1,25
68	GR3-2	1	1	1,3	1	1	0	0,78	0	0,78	0	0	0	1	1	1,25

### 13.1.3. Combinazioni SLV

I coefficienti di combinazione SLV applicati ai singoli Load Case sono i medesimi sia per l'Approccio 1-Combinazione 1 che per l'Approccio 1-Combinazione 2.

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	Terra sx	Terra dx	T+ unif	T- unif	DT +	DT -	LM71 centro	SW/2	LM71 terra	SW/2 terra	LM71 avviamento	SW/2 frenatura	Incremento dinamico terreno	Azioni sismiche orizzontali	Sisma orizz da massa LM71	Sisma orizz da massa SW2	Azioni sismiche verticali verso l'alto	Azioni sismiche verticali verso il basso	Sisma verso alto da LM71	Sisma verso basso da LM71	Sisma verso alto da SW2	Sisma verso basso da SW2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
1	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0,3						
2	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0	1	1	1	0,3			0,3			
3	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0	0,2	0	0,2	0	1	1	1	1	0,3				0,3		
4	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	0,3	0,3	1					0,3	
5	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0	0,3	0,3	0,3	0,3	1		1			
6	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	1			1		1
7	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0,3		0,3				
8	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0	1	1	1	1	0,3		0,3		0,3	
9	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0	0,2	0	0,2	0	0,2	1	1	1	1	0,3		0,3			0,3
10	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	0,3	0,3		1				
11	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0	0,3	0,3	0,3	0,3		1		1		
12	1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3		1			1	
13	1	1	1	1	1	0,5	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0,3		0,3				1
14	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0	1	1	1	1	0,3		0,3			
15	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0	0,2	0	0,2	0	0,2	1	1	1	1	0,3		0,3		0,3	
16	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	0,3	0,3	1				0,3	
17	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0	0,3	0,3	0,3	0,3	1		1			
18	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	1			1		1
19	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0,3		0,3			
20	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0	1	1	1	1	0,3		0,3		0,3	
21	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0	0,2	0	0,2	0	0,2	1	1	1	1	0,3		0,3			0,3
22	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	0,3	0,3		1				
23	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0	0,3	0,3	0,3	0,3		1		1		
24	1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3		1				1
25	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0,3					
26	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0	0,5	0,2	0	0,2	0	0,2	0	1	1	1	0,3		0,3			
27	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	1	1	1	1	0,3			0,3		
28	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	0,3	0,3	1				0,3	
29	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0	0,5	0,2	0	0,2	0	0,2	0	0,3	0,3	0,3	0,3		1			
30	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,3	0,3	0,3	0,3		1			1	
31	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0,3					
32	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5	0,2	0	0,2	0	0,2	0	1	1	1	1	0,3		0,3		0,3	
33	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	1	1	1	1	0,3		0,3			0,3
34	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	0,3	0,3		1				
35	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5	0,2	0	0,2	0	0,2	0	0,3	0,3	0,3	0,3		1		1		
36	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3		1				1

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001Rev.  
AFoglio  
58 di 167

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	Terra sx	Terra dx	T+ unif	T- unif	DT +	DT -	LM71 centro	SW/2	LM71 terra	SW/2 terra	LM71 avviamento	SW/2 frenatura	Incremento dinamico terreno	Azioni sismiche orizzontali	Sisma orizz da massa LM71	Sisma orizz da massa SW2	Azioni sismiche verticali verso l'alto	Azioni sismiche verticali verso il basso	Sisma verso alto da LM71	Sisma verso basso da LM71	Sisma verso alto da SW2	Sisma verso basso da SW2
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
37	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0	0	0	0	0	0	1	1	1		0,3					
38	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0,2	0	0,2	0	0,2	0	1	1	1		0,3		0,3			
39	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	1	1		1	0,3				0,3	
40	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3			1					
41	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0,2	0	0,2	0	0,2	0	0,3	0,3	0,3		1		1			
42	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0,3	0,3		0,3	1				1	
43	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0	0	0	0	0	0	1	1				0,3				
44	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0,2	0	0,2	0	0,2	0	1	1	1			0,3		0,3		
45	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	1	1		1		0,3			0,3	
46	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3				1				
47	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0,2	0	0,2	0	0,2	0	0,3	0,3				1		1		
48	1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5	0	0,2	0	0,2	0	0,2	0,3	0,3	0,3			1			1	

## 13.1.4. Combinazioni SLE – Quasi Permanente – Caratteristica

n° CC		P.P	Rilevato	Ballast	Terra sx	Terra dx	T+ unif	T- unif	DT +	DT -	LM71 centro	SW/2	LM71 terra	SW/2 terra	LM71 avviamento	SW/2 frenatura
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
QP1		1	1	1	1	1	0,5	0	0,5	0						
QP2		1	1	1	1	1	0	0,5	0,5	0						
QP3		1	1	1	1	1	0,5	0	0	0,5						
QP4		1	1	1	1	1	0	0,5	0	0,5						
Car1	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		1	0	0	0	0,5	0
Car2	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		1	0	0	0	0	0
Car3	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		1	0	1	0	0,5	0
Car4	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		1	0	1	0	0	0
Car5	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		1	0	0	0	0,5	0
Car6	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		1	0	0	0	0	0
Car7	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		1	0	1	0	0,5	0
Car8	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		1	0	1	0	0	0
Car9	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0,5	0	0	0	1	0
Car10	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		1	0	0	0	1	0
Car11	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		1	0	1	0	1	0
Car12	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0,5	0	0,5	0	1	0
Car13	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0,5	0	0	0	1	0
Car14	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		1	0	0	0	1	0
Car15	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		1	0	1	0	1	0
Car16	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0,5	0	0,5	0	1	0
Car17	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0	1	0	0	0	0,5
Car18	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0	1	0	0	0	0
Car19	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0	1	0	1	0	0,5
Car20	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0	1	0	1	0	0
Car21	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0	1	0	0	0	0,5
Car22	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0	1	0	0	0	0
Car23	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0	1	0	1	0	0,5
Car24	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0	1	0	1	0	0
Car25	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0	0,5	0	0	0	1
Car26	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0	1	0	0	0	1
Car27	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0	1	0	1	0	1
Car28	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0	0,6		0	0,5	0	0,5	0	1
Car29	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0	0,5	0	0	0	1
Car30	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0	1	0	0	0	1
Car31	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0	1	0	1	0	1
Car32	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6	0,6		0	0,5	0	0,5	0	1
Car33		1	1	1	1	1	1	0	1		0	0	0	0	0	0

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001Rev.  
AFoglio  
59 di 167

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	Terra sx	Terra dx	T+ unif	T- unif	DT +	DT -	LM71 centro	SW/2	LM71 terra	SW/2 terra	LM71 avviamento	SW/2 frenatura
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Car34		1	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0
Car35	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	1	0	0	0,5	0
Car36	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	1	0	0	0	0
Car37	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	1	0	1	0,5	0
Car38	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	1	0	1	0	0
Car39	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	1	0	0	0,5	0
Car40	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	1	0	0	0	0
Car41	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	1	0	1	0,5	0
Car42	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	1	0	1	0	0
Car43	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0,5	0	0	1	0
Car44	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	1	0	0	1	0
Car45	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	1	0	1	1	0
Car46	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0,5	0	0,5	1	0
Car47	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0,5	0	0	1	0
Car48	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	1	0	0	1	0
Car49	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	1	0	1	1	0
Car50	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0,5	0	0,5	1	0
Car51	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0	1	0	0	0,5
Car52	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0	1	0	0	0
Car53	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0	1	0	1	0,5
Car54	gr1	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0	1	0	1	0
Car55	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0	1	0	0	0,5
Car56	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0	1	0	0	0
Car57	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0	1	0	1	0,5
Car58	gr1	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0	1	0	1	0
Car59	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0	0,5	0	0	1
Car60	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0	1	0	0	1
Car61	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0	1	0	1	1
Car62	gr3	1	1	1	1	1	0,6	0		0,6	0	0,5	0	0,5	1
Car63	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0	0,5	0	0	1
Car64	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0	1	0	0	1
Car65	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0	1	0	1	1
Car66	gr3	1	1	1	1	1	0	0,6		0,6	0	0,5	0	0,5	1
Car67		1	1	1	1	1	1	0		1	0	0	0	0	0
Car68		1	1	1	1	1	0	1		1	0	0	0	0	0

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

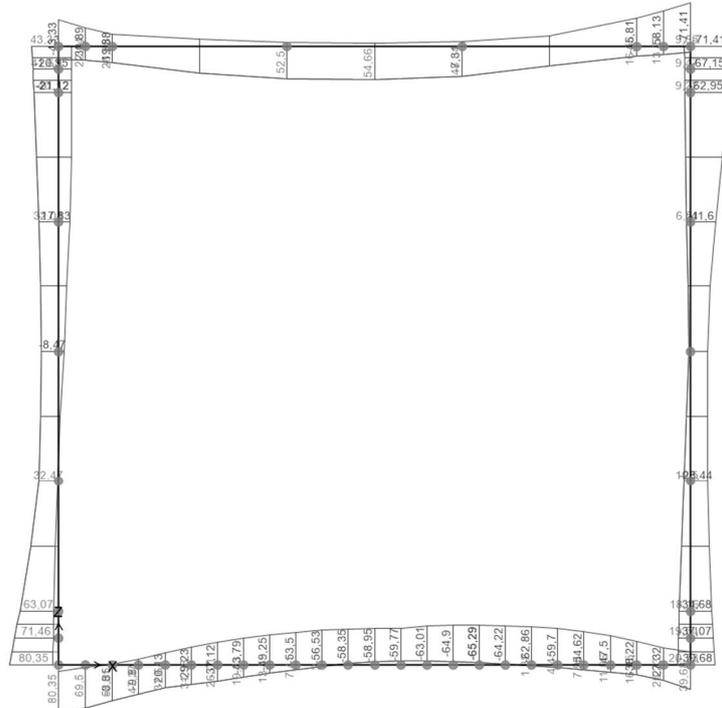
Rev.  
A

Foglio  
60 di 167

### 13.2. Diagrammi di involuppo – Tombino D1500

#### 13.2.1. Inviluppo momento flettente SLU/SLV – STR

Moment 3-3 Diagram (ENV\_STR)

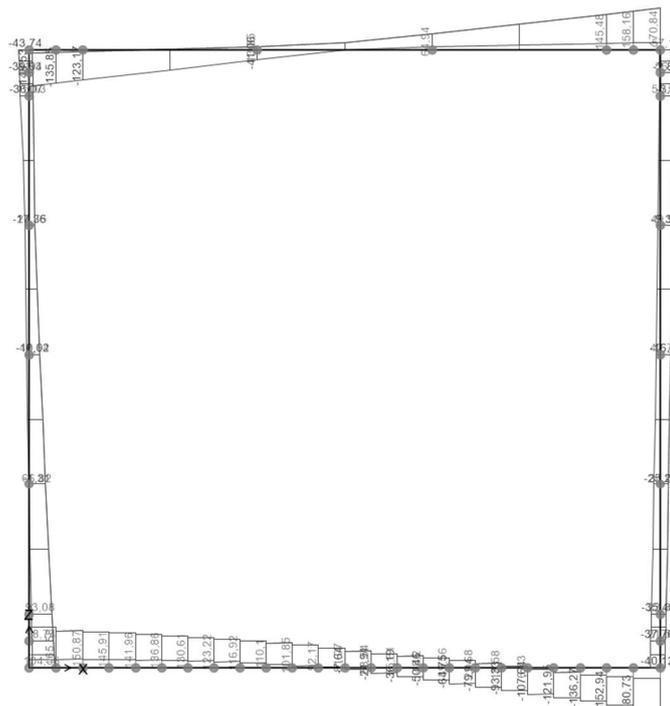


Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

#### 13.2.2. Inviluppo taglio SLU/SLV – STR

Shear Force 2-2 Diagram (ENV\_STR)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

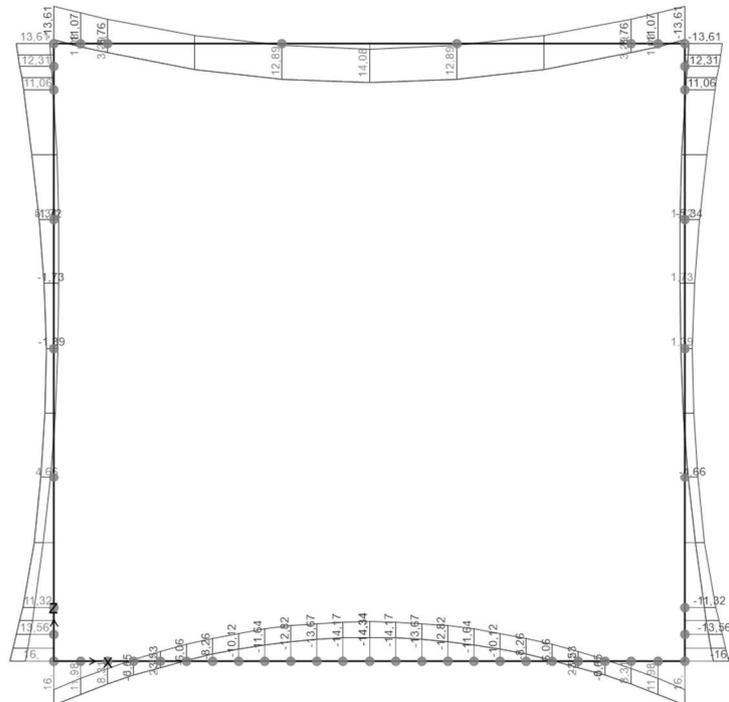
Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
61 di 167

### 13.2.3. Involuppo momento flettente SLE – Quasi Permanente

Moment 3-3 Diagram (ENVE\_CP)

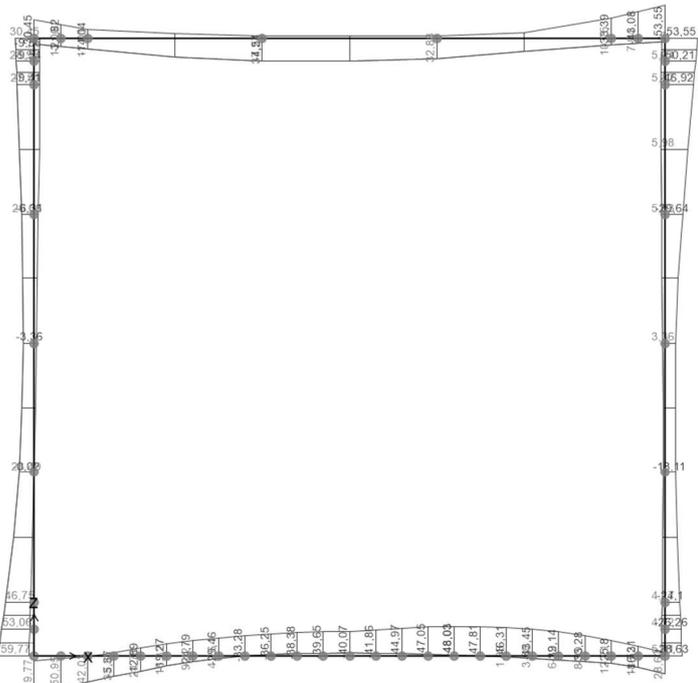


Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

### 13.2.4. Involuppo momento flettente SLE – Caratteristico

Moment 3-3 Diagram (ENVE\_CAR)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

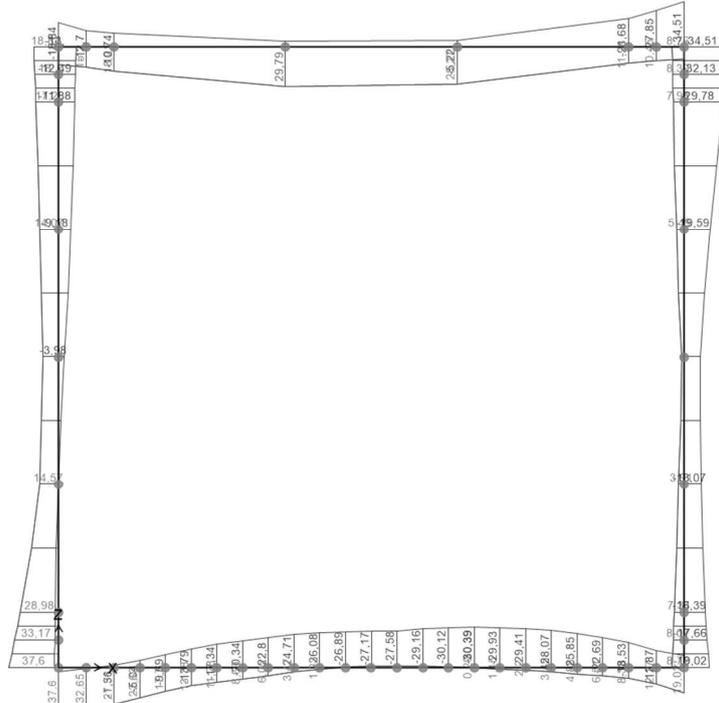
Rev.  
A

Foglio  
62 di 167

### 13.3. Diagrammi di involucro – Tombino D1000

#### 13.3.1. Involuppo momento flettente SLU/SLV – STR

Moment 3-3 Diagram (ENV\_STR)

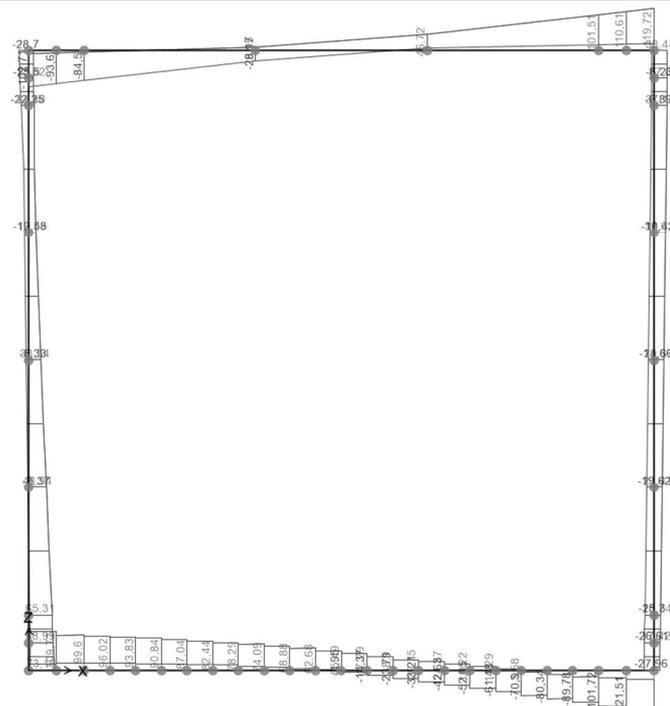


Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

#### 13.3.2. Involuppo taglio SLU/SLV – STR

Shear Force 2-2 Diagram (ENV\_STR)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

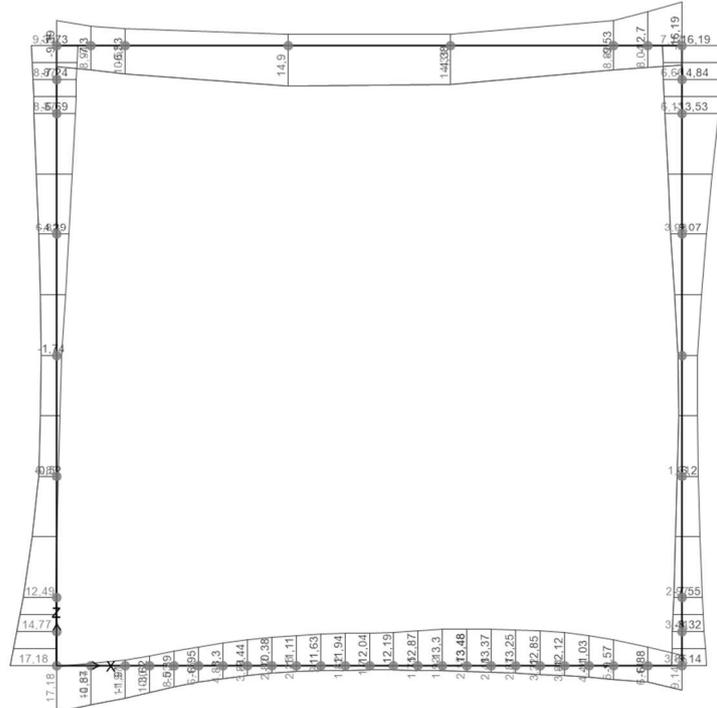
Rev.  
A

Foglio  
64 di 167

### 13.4. Diagrammi di involuppo – Tombino D600

#### 13.4.1. Involuppo momento flettente SLU/SLV – STR

Moment 3-3 Diagram (ENV\_STR)

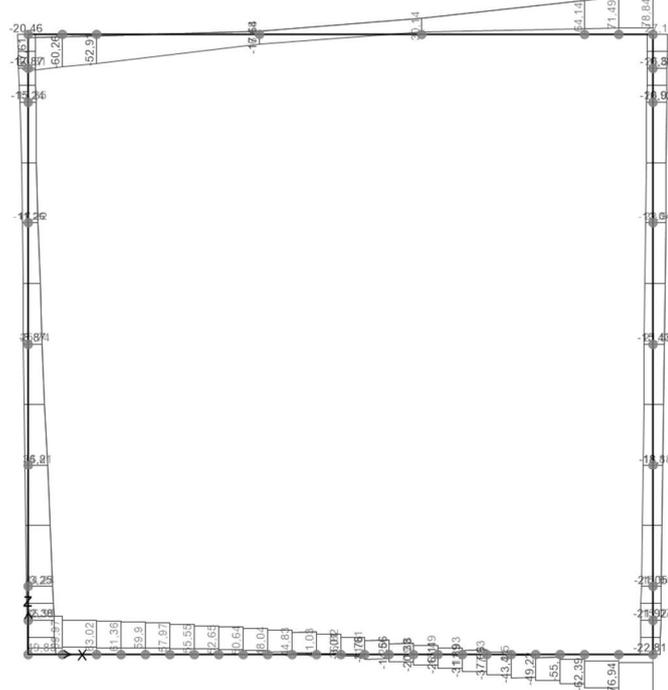


Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

#### 13.4.2. Involuppo taglio SLU/SLV – STR

Shear Force 2-2 Diagram (ENV\_STR)

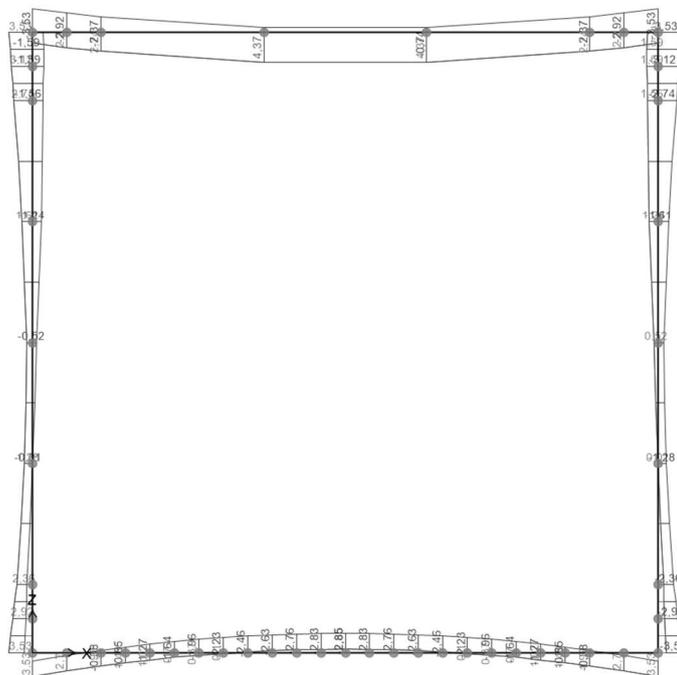


Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

### 13.4.3. Inviluppo momento flettente SLE – Quasi Permanente

Moment 3-3 Diagram (ENVE\_CP)

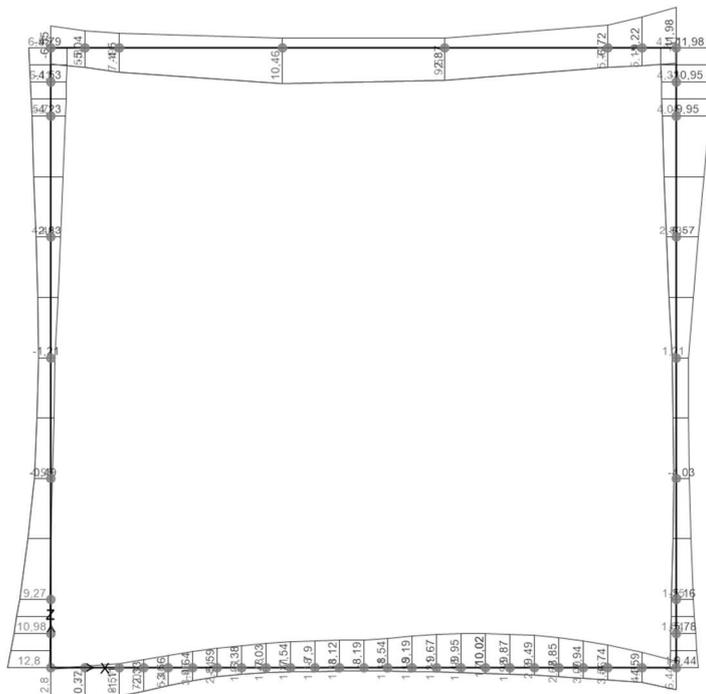


Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

### 13.4.4. Inviluppo momento flettente SLE – Caratteristico

Moment 3-3 Diagram (ENVE\_CAR)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

## 14. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI – IMBOCCO D1500

Le combinazioni di carico sono effettuate combinando tra loro i singoli casi di carico come indicato dalla normativa. Per massimizzare lo sbilanciamento tra i due piedritti, i sovraccarichi accidentali e quelli sismici sono applicati solamente al piedritto sinistro.

### 14.1. Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni nel piedritto e nella soletta viene effettuato per i seguenti 8 carichi fondamentali dai quali è possibile ricavare tutti gli altri casi di carico per rapporto diretto:

N.	Carico	Descrizione
1	PP	Peso proprio
2	$S_{A,S,k_0,M1}$	Spinta delle terre – $k_0$ – M1
3	$E_{ws}$	Spinta della falda
4	$S_{q,st,k_0,M1}$	Sovracc. accidentale statico – $k_0$ – M1
5	$\Delta S_{A,M1,+}$	Sovrappinta sismica – M1 – $k_v(+)$
6	$E_{wd}$	Spinta idrodinamica
7	$F_v$	Effetti inerziali verticali (+ verso il basso)
8	$F_h$	Effetti inerziali orizzontali

Le sollecitazioni per ciascun caso di carico sono calcolate come segue:

N.	Carico	Descrizione	Calcolo
1	PP	Peso proprio	-
2	$S_{A,S,k_0,M1}$	Spinta delle terre – $k_0$ – M1	-
2a	$S_{A,S,k_0,M2}$	Spinta delle terre – $k_0$ – M2	$E[S_{A,S,k_0,M1}] \times k_{0,M2} / k_{0,M1}$
2b	$S_{A,S,k_a,M1}$	Spinta delle terre – $k_a$ – M1	$E[S_{A,S,k_0,M1}] \times k_{a,M1} / k_{0,M1}$
2c	$S_{A,S,k_a,M2}$	Spinta delle terre – $k_a$ – M2	$E[S_{A,S,k_0,M1}] \times k_{a,M2} / k_{0,M1}$
3	$E_{ws}$	Spinta della falda	-
4	$S_{q,st,k_0,M1}$	Sovracc. accidentale statico – $k_0$ – M1	-
4a	$S_{q,st,k_0,M2}$	Sovracc. accidentale statico – $k_0$ – M2	$E[S_{q,st,k_0,M1}] \times k_{0,M2} / k_{0,M1}$
4b	$S_{q,sis,k_a,M1}$	Sovracc. accidentale sismico – $k_a$ – M1	$E[S_{q,st,k_0,M1}] \times (k_{a,M1} / k_{0,M1}) \times (q_{sis} / q_{st})$
4c	$S_{q,sis,k_a,M2}$	Sovracc. accidentale sismico – $k_a$ – M2	$E[S_{q,st,k_0,M1}] \times (k_{a,M2} / k_{0,M1}) \times (q_{sis} / q_{st})$
5	$\Delta S_{A,M1,+}$	Sovrappinta sismica – M1 – $k_v(+)$	-
5a	$\Delta S_{A,M2,+}$	Sovrappinta sismica – M2 – $k_v(+)$	$E[\Delta S_{A,M1,+}] \times (\Delta S_{A,M2,+} / \Delta S_{A,M1,+})$
5b	$\Delta S_{A,M1,-}$	Sovrappinta sismica – M1 – $k_v(-)$	$E[\Delta S_{A,M1,+}] \times (\Delta S_{A,M1,-} / \Delta S_{A,M1,+})$
5c	$\Delta S_{A,M2,-}$	Sovrappinta sismica – M2 – $k_v(-)$	$E[\Delta S_{A,M1,+}] \times (\Delta S_{A,M2,-} / \Delta S_{A,M1,+})$
6	$E_{wd}$	Spinta idrodinamica	-
7	$F_h$	Effetti inerziali orizzontali	-
8	$F_v$	Effetti inerziali verticali (+verso il basso)	-

Dove con  $E[A]$  si intende la generica sollecitazione E dovuta al carico sollecitante A.

## 14.2. Combinazioni SLU

C.C.	PP	STERRE k0_M1_SX	STERRE k0_M2_SX	STERRE k0_M1_DX	STERRE k0_M2_DX	FALDA_SX	FALDA_DX	SOVR. STAT. k0_M1_SX	SOVR. STAT. k0_M2_SX
LOAD	1	2	2a	2_dx	2a_dx	3	3_dx	4	4a
1_STR	1.3	1.3		1		1.3	1	1.5	
2_STR	1	1.3		1		1.3	1	1.5	
3_STR	1.3	1		1		1	1	0	
4_STR	1	1		1		1	1	0	
1_GEO	1		1		1	1	1		1.3
2_GEO	1		1		1	1	1		0

Dove si indicano con “dx” le azioni agenti sul piedritto destro.

## 14.3. Combinazioni SLV

C.C.	PP	STERRE ka_M1_SX	STERRE ka_M2_SX	STERRE ka_M1_DX	STERRE ka_M2_DX	FALDA_SX	FALDA_DX	SOVR. SISMICO ka_M1_SX	SOVR. SISMICO ka_M2_SX	INCR. SISMICO BASSO_M1	INCR. SISMICO BASSO_M2	INCR. SISMICO ALTO_M1	INCR. SISMICO ALTO_M2	INCR. IDRODINAMICO	INERZIA ORIZZONTALE	INERZIA VERT (BASSO)
LOAD	1	2b	2c	2b_dx	2c_dx	3	3_dx	4b	4c	5	5a	5b	5c	6	7	8
1_STR	1	1		1		1	1	0		1				1	1	1
2_STR	1	1		1		1	1	1		1				1	1	1
3_STR	1	1		1		1	1	0				1		1	1	-1
4_STR	1	1		1		1	1	1				1		1	1	-1
1_GEO	1		1		1	1	1		0		1			1	1	1
2_GEO	1		1		1	1	1		1		1			1	1	1
3_GEO	1		1		1	1	1		0				1	1	1	-1
4_GEO	1		1		1	1	1		1				1	1	1	-1

Dove si indicano con “dx” le azioni agenti sul piedritto destro.

**14.4. Combinazioni SLE**

C.C.	PP	STERRE k0_MI_SX	STERRE k0_MI_DX	FALDA_SX	FALDA_DX	SOVR. STAT. k0_MI_SX
<b>LOAD</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2_dx</b>	<b>3</b>	<b>3_dx</b>	<b>4</b>
<b>1_QP</b>	1	1	1	1	1	0
<b>1_FR</b>	1	1	1	1	1	0
<b>2_FR</b>	1	1	1	1	1	0.75
<b>1_CAR</b>	1	1	1	1	1	0
<b>2_CAR</b>	1	1	1	1	1	1

Dove si indicano con “dx” le azioni agenti sul piedritto destro.

## 14.1. Riassunto sollecitazioni massime – Imbocco D1500

### 14.1.1. Combinazioni SLU – SLV

	CC	N [kN]	M[kNm]	V[kN]
<b>PIEDRITTO</b>				
Filo soletta _V_max	2_SLU_STR	16,63	28,40	37,72
1/4 spessore soletta _M_max	2_SLU_STR	17,39	31,82	40,58
Asse soletta _M_max	2_SLU_STR	18,16	35,50	43,55
<b>SOLETTA</b>				
Filo piedritto SX_V_max	1_SLU_STR	0,243	29,642	24,351
Filo piedritto DX_V_max	3_SLU_STR	1,875	11,111	-19,583
1/4 spessore piedritto _M_max	2_SLU_STR	0,088	33,872	19,094
Asse piedritto _M_max	2_SLU_STR	0,000	35,503	18,156
Mezzeria _M_min	2_SLV_STR	1,569	0,175	-4,183

### 14.1.2. Combinazioni SLE

	CC	N [kN]	M[kNm]
<b>PIEDRITTO</b>			
Filo soletta _QP	1_QP	16,63	11,43
Filo soletta _FR	2_FR	16,63	18,20
Filo soletta _CAR	2_CAR	16,63	20,46
1/4 soletta _QP	1_QP	17,39	13,08
1/4 soletta _FR	2_FR	17,39	20,49
1/4 soletta _CAR	2_CAR	17,39	22,96
<b>SOLETTA</b>			
Filo piedritto _QP	1_QP	0,175	11,98
Filo piedritto _FR	2_FR	0,175	19,89
Filo piedritto _CAR	2_CAR	0,175	22,52
1/4 piedritto _QP	1_QP	0,088	13,37
1/4 piedritto _FR	2_FR	0,088	21,40
1/4 piedritto _CAR	2_CAR	0,088	24,08
Mezzeria _QP	1_QP	1,025	5,57
Mezzeria _FR	1_FR	1,025	5,57
Mezzeria _CAR	1_CAR	1,025	5,57

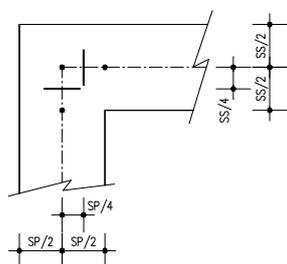
**15. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO – TOMBINO D1500**

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

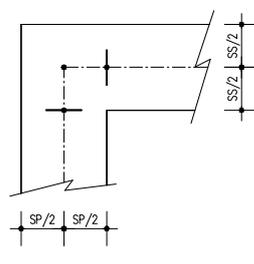
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il puntone in calcestruzzo inclinato di 45° e staffe verticali.

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta  $M_{cr} < M_{Ed}$  la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alla Combinazioni Rara della normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili sono:

- condizioni ambientali aggressive e molto aggressive:  $w_k \leq w_3 = 0.20\text{mm}$
- condizioni ambientali ordinarie:  $w_k \leq w_3 = 0.30\text{mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP  $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ ;
- combinazione Rara  $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ ,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano  $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ .

Doc. N.

Progetto  
INOR

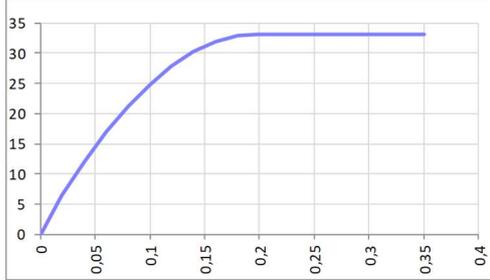
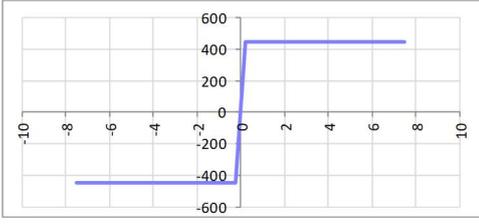
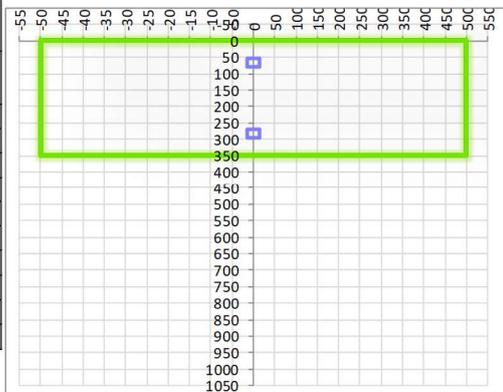
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
71 di 167

### 15.1. Soletta inferiore

CARATTERISTICHE MATERIALI				
<b>Calcestruzzo:</b>				
Classe	C32/40			
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>			
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{c2}$	0,200 %			
$\epsilon_{c3}$	0,175 %			
$\epsilon_{c4}$	0,070 %			
$\epsilon_{cu}$	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
<b>Acciaio:</b>				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>			
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{su}$	7,500 %			
				
<b>Coefficiente di omogeneizzazione:</b>				
$n$ ,breve termine	5,66 = $E_s/E_c$			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,04			
$n$ ,lungo termine=	11,57 = $E_s/E_{cm}$			
$n$ ,verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$ lungo termine			
$n$ ,verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$ breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE				
<b>Sezione:</b>				
B=	1000 mm			
H=	350 mm			
<b>Armature:</b>				
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
1	5	14	67	769,6902
2	5	14	283	769,6902
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
<b>Armatura di ripartizione:</b>				
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
superiore	5	10	55	392,69908
inferiore	5	10	295	392,69908
				



## 15.1.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b			1000 mm	
Altezza	h			350 mm	
Barre tese		numero barre	diámetro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm <sup>2</sup> ]
strato1		5	14	67	770
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	$A_s$				770 mm <sup>2</sup>
Posizione della barra equivalente	$c^*$				67 mm

SOLLECITAZIONI		
Load Case		SLU58
Frame		23
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	0 kN
Taglio	$V_{Ed}$	152,94 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	283 mm
Coefficiente	k	1,84
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,27%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0,50 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	142,52 kN
Resistenza al taglio senza armatura	$V_{rd}$	142,52 kN
Verifica		1,07 <b>E' necessario prevedere armatura a taglio</b>

ARMATURA A TAGLIO		
Diametro staffe	$\phi$	10 mm
Numero braccia	n	5
Passo staffe	s	200 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	$\alpha$	90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta$	45 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta_{min}$	21,80 °

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO		
Coefficiente di riduzione per fessurazione	$v_t$	0,5
Resistenza cilindrica di progetto	$f_{cd}$	18,81333333 N/mm <sup>2</sup>
Area armatura a taglio	$A_{st}$	392,70 mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{cp}/f_{cd}$	0
Coefficiente di interazione	$\alpha_{cw}$	1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	$V_{rds}$	195,69 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	$V_{rcd}$	1197,94 kN
Resistenza al taglio	$V_{rd}$	195,69 kN
Verifica		0,78 <b>Verifica soddisfatta</b>

15.1.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR15	3	0,0	42,0	Msd<Mf	0,200	56,70	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP2	2	0,0	12,0	-1,31	60,03	-0,77	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR15	2	0,0	51,0	-5,57	255,38	-3,26	Sezione parzializzata



15.1.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR45	16	0,0	-48,0	Msd<Mf	0,200	-56,70	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP3	12	0,0	-14,3	-1,57	71,89	-0,92	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR45	16	0,0	-48,0	-5,25	240,73	-3,08	Sezione parzializzata

Doc. N.

Progetto  
INOR

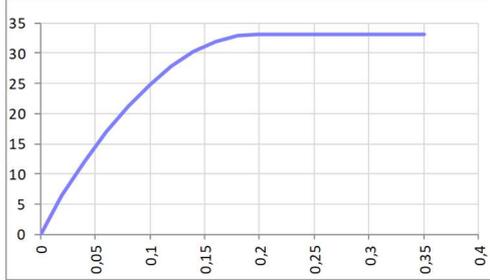
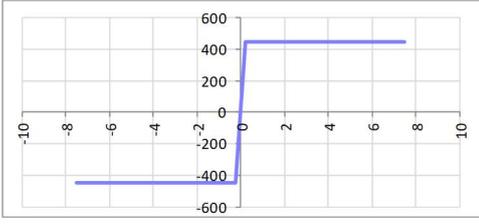
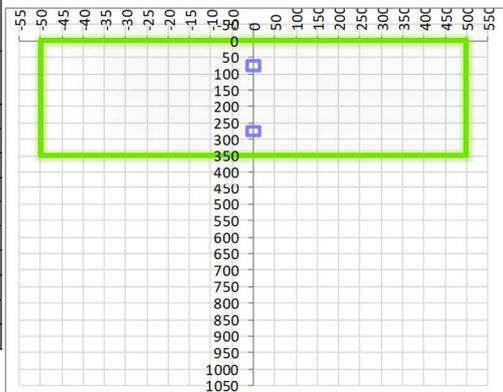
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
77 di 167

**15.2. Piedritto**

CARATTERISTICHE MATERIALI				
<b>Calcestruzzo:</b>				
Classe	C32/40			
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>			
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{c2}$	0,200 %			
$\epsilon_{c3}$	0,175 %			
$\epsilon_{c4}$	0,070 %			
$\epsilon_{cu}$	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
<b>Acciaio:</b>				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>			
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{su}$	7,500 %			
				
<b>Coefficiente di omogeneizzazione:</b>				
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,04			
n, lungo termine =	11,57 = $E_s/E_{cm}$			
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$			
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$			
	lungo termine breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE				
<b>Sezione:</b>				
B=	1000 mm			
H=	350 mm			
<b>Armature:</b>				
Pos.	n° barre	Ø mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
1	5	14	75	769,6902
2	5	14	275	769,6902
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
<b>Armatura di ripartizione:</b>				
Pos.	n° barre	Ø mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
superiore	5	10	63	392,69908
inferiore	5	10	287	392,69908
				



15.2.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b		1000 mm	
Altezza	h		350 mm	
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>
strato1		5	14	75
strato2		0	0	0
strato3		0	0	0
strato4		0	0	0
strato5		0	0	0
Area barre tese	$A_s$		770 mm <sup>2</sup>	
Posizione della barra equivalente	$c^*$		75 mm	

SOLLECITAZIONI		
Load Case		SLU26
Frame		29
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	119,594 kN
Taglio	$V_{Ed}$	93,078 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	275 mm
Coefficiente	k	1,85
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,28%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,34 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0,51 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	153,96 kN
Resistenza al taglio senza armatura	$V_{rd}$	153,96 kN
Verifica		0,60 <i>Verifica soddisfatta</i>

15.2.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR15	29	98,2	46,7	Msd<Mf	0,200	61,85	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP2	27	47,3	13,6	-1,44	37,83	-5,42	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR15	27	98,9	53,1	-5,95	204,21	-9,24	Sezione parzializzata



15.2.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

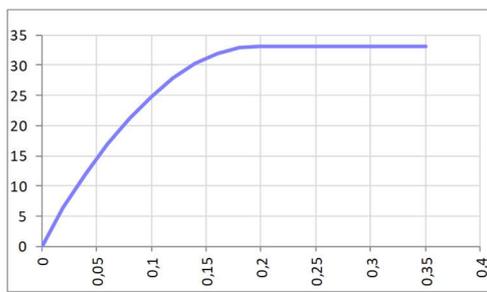
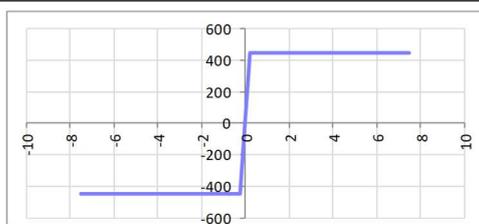
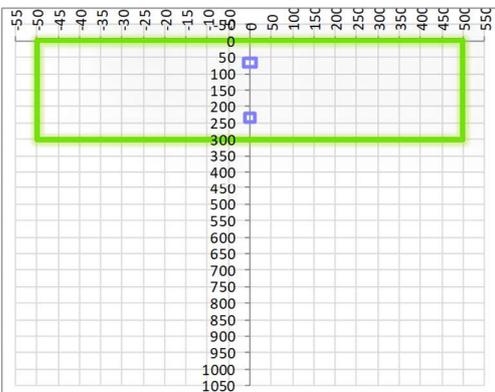
PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR32	37	43,3	-9,5	Msd<Mf	0,200	-58,65	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP2	33	37,2	-1,7	-0,18	-0,82	-2,18	Sezione interamente compressa
Caratteristica	CAR32	37	43,3	-9,5	-0,97	20,55	-4,97	Sezione parzializzata



15.2.3.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR45	36	125,3	46,9	Msd<Mf	0,200	63,43	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP3	38	31,0	12,3	-1,36	42,04	-3,32	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR45	38	124,7	50,2	-5,53	172,54	-13,32	Sezione parzializzata

### 15.3. Soletta superiore

CARATTERISTICHE MATERIALI				
<b>Calcestruzzo:</b>				
Classe	C32/40			
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>			
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{c2}$	0,200 %			
$\epsilon_{c3}$	0,175 %			
$\epsilon_{c4}$	0,070 %			
$\epsilon_{cu}$	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
<b>Acciaio:</b>				
Classe	B450C			
Tipologia comportament	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>			
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{su}$	7,500 %			
				
<b>Coefficiente di omogenizzazione:</b>				
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,07			
n, lungo termine =	11,71 = $E_s/E_{cm}$			
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$	lungo termine		
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$	breve termine		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
<b>Sezione:</b>				
B=	1000 mm			
H=	300 mm			
<b>Armature:</b>				
<b>Pos.</b>	<b>n° barre</b>	<b>∅ mm</b>	<b>y<sub>i</sub> mm</b>	<b>A<sub>s</sub> mm<sup>2</sup></b>
1	5	14	67	769,6902
2	5	12	234	565,48668
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
<b>Armatura di ripartizione:</b>				
<b>Pos.</b>	<b>n° barre</b>	<b>∅ mm</b>	<b>y<sub>i</sub> mm</b>	<b>A<sub>s</sub> mm<sup>2</sup></b>
superiore	5	10	55	392,69908
inferiore	5	10	245	392,69908
				



15.3.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b			1000 mm
Altezza	h			300 mm
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]
strato1		5	14	67
strato2		0	0	0
strato3		0	0	0
strato4		0	0	0
strato5		0	0	0
Area barre tese	$A_s$			770 mm <sup>2</sup>
Posizione della barra equivalente	$c^*$			67 mm

SOLLECITAZIONI		
Load Case		SLU7
Frame		45
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	kN
Taglio	$V_{Ed}$	145,476 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	233 mm
Coefficiente	k	1,93
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,33%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	$V_{min}$	0,54 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	125,64 kN
Resistenza al taglio senza armatura	$V_{rd}$	125,64 kN
Verifica		1,16 <b>E' necessario prevedere armatura a taglio</b>

ARMATURA A TAGLIO		
Diametro staffe	$\phi$	10 mm
Numero braccia	n	5
Passo staffe	s	200 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	$\alpha$	90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta$	45 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta_{min}$	21,80 °

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO		
Coefficiente di riduzione per fessurazione	$v_1$	0,5
Resistenza cilindrica di progetto	$f_{cd}$	18,81333333 N/mm <sup>2</sup>
Area armatura a taglio	$A_{st}$	392,70 mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{cp}/f_{cd}$	0
Coefficiente di interazione	$\alpha_{cw}$	1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	$V_{rds}$	161,12 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	$V_{rcd}$	986,29 kN
Resistenza al taglio	$V_{rd}$	161,12 kN
Verifica		0,90 <b>Verifica soddisfatta</b>

15.3.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR45	45	0,0	-33,4	Msd<Mf	0,200	-40,92	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP3	46	0,0	-11,1	-1,67	67,66	1,18	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR45	46	0,0	-43,1	-6,51	263,34	4,58	Sezione parzializzata



15.3.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	$w_d$ [mm]	$w_{lim}$ [mm]	M0 - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR15	43	0,0	37,3	Msd<Mf	0,200	40,92	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP2	44	0,0	14,1	-2,44	113,78	6,49	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR15	43	0,0	37,3	-6,45	301,28	17,18	Sezione parzializzata

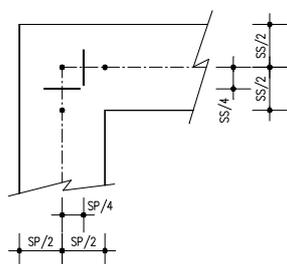
**16. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO – TOMBINO D1000**

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

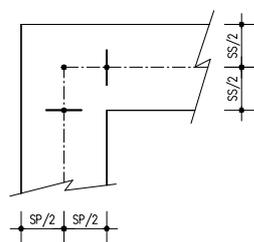
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il puntone in calcestruzzo inclinato di 45° e staffe verticali.

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta  $M_{cr} < M_{Ed}$  la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alla Combinazioni Rara della normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili sono:

- condizioni ambientali aggressive e molto aggressive:  $w_k \leq w_3 = 0.20\text{mm}$
- condizioni ambientali ordinarie:  $w_k \leq w_3 = 0.30\text{mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP  $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ ;
- combinazione Rara  $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ ,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano  $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ .

Doc. N.

Progetto  
INOR

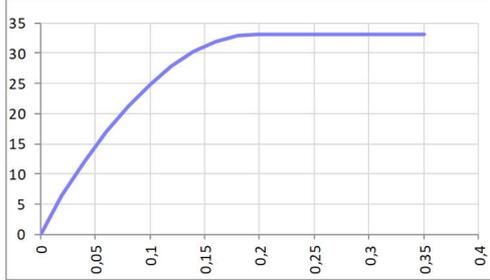
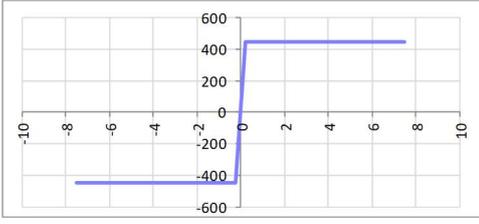
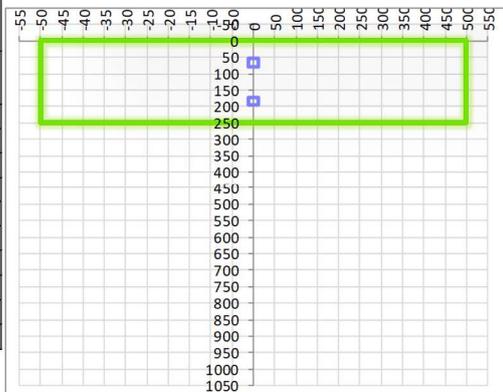
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

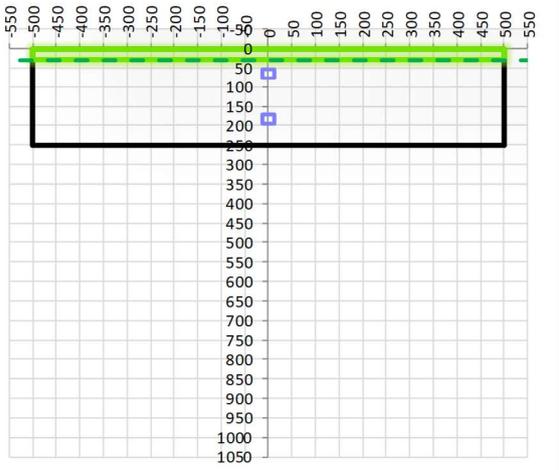
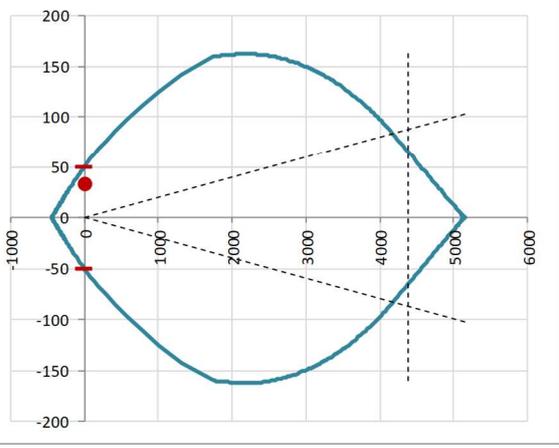
Foglio  
92 di 167

### 16.1. Soletta inferiore

CARATTERISTICHE MATERIALI				
<b>Calcestruzzo:</b>				
Classe	C32/40			
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>			
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{c2}$	0,200 %			
$\epsilon_{c3}$	0,175 %			
$\epsilon_{c4}$	0,070 %			
$\epsilon_{cu}$	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
<b>Acciaio:</b>				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>			
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{su}$	7,500 %			
				
<b>Coefficiente di omogeneizzazione:</b>				
$n$ ,breve termine	5,66 = $E_s/E_c$			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,10			
$n$ ,lungo termine=	11,88 = $E_s/E_{cm}$			
$n$ ,verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$			
$n$ ,verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$			
	lungo termine			
	breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE				
<b>Sezione:</b>				
B=	1000 mm			
H=	250 mm			
<b>Armature:</b>				
Pos.	$n^\circ$ barre	$\phi$ mm	$y_i$ mm	$A_s$ mm <sup>2</sup>
1	5	12	66	565,48668
2	5	12	184	565,48668
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
<b>Armatura di ripartizione:</b>				
Pos.	$n^\circ$ barre	$\phi$ mm	$y_i$ mm	$A_s$ mm <sup>2</sup>
superiore	5	10	55	392,69908
inferiore	5	10	195	392,69908
				

**16.1.1. Soletta inferiore – sezione di incastro**

**16.1.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione**

CRITERI DI VERIFICA																																																					
<u>Coefficienti di sicurezza allo SLU</u>																																																					
<b>Calcestruzzo</b>																																																					
$\alpha_{cc}$		0,85																																																			
$\gamma_c$		1,50																																																			
$f_{cd}$		22,13 N/mm <sup>2</sup>																																																			
$f_{ct,eff}$		2,58 N/mm <sup>2</sup>	$= f_{ctm} / 1,2$																																																		
<b>Acciaio</b>																																																					
$\gamma_s$		1,15																																																			
$f_{yd}$		391,30 N/mm <sup>2</sup>																																																			
$E_{yd}$		0,196 %																																																			
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE																																																					
Combinazione	frame/nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]	MSd/MRd																																													
SLU26	2	0,0	32,6	5145,89	-442,55	49,97	-49,97	65%																																													
<u>Sezione:</u>																																																					
				<b>Fibre compresse Superiori</b>																																																	
				$\sigma_{c,max}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>																																															
				$\sigma_{s,min}$	-391,30	N/mm <sup>2</sup>																																															
				$\epsilon_{c,max}$	0,35	%																																															
				$\epsilon_{s,min}$	-1,87	%																																															
				d	184,00	mm																																															
				x	29,06	mm																																															
				x/d	0,16																																																
<u>Dominio M-N</u>																																																					
				<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #d9ead3;"> <th>Combinazione</th> <th>fram/nodo</th> <th>NSd [kN]</th> <th>MSd [kNm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="background-color: #d9ead3;">SLU26</td> <td style="background-color: #d9ead3;">2</td> <td style="background-color: #d9ead3;">0,0</td> <td style="background-color: #d9ead3;">32,6</td> </tr> <tr><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td><td style="background-color: #d9ead3;"> </td></tr> </tbody> </table>						Combinazione	fram/nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]	SLU26	2	0,0	32,6																																				
Combinazione	fram/nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]																																																		
SLU26	2	0,0	32,6																																																		

16.1.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b		1000 mm		
Altezza	h		250 mm		
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm <sup>2</sup> ]
strato1		5	12	66	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	$A_s$				565 mm <sup>2</sup>
Posizione della barra equivalente	$c^*$				66 mm

SOLLECITAZIONI		
Load Case		SLU7
Frame		23
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	0 kN
Taglio	$V_{Ed}$	101,72 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	184 mm
Coefficiente	k	2,00
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,31%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0,57 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	104,95 kN
Resistenza al taglio senza armatura	$V_{rd}$	104,95 kN
Verifica		0,97 <i>Verifica soddisfatta</i>

16.1.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]		
Caratteristica	CAR15	3	0,0	20,0	Msd<Mf	0,200	28,12	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
Quasi permanente	QP2	2	0,0	5,4	-1,39	55,30	6,48	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR15	2	0,0	24,1	-6,18	246,35	28,87	Sezione parzializzata	



16.1.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR45	16	0,0	-22,4	Msd<Mf	0,200	-28,12	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP3	12	0,0	-6,2	-1,59	63,30	7,42	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR45	16	0,0	-22,4	-5,76	229,39	26,89	Sezione parzializzata

Doc. N.

Progetto  
INOR

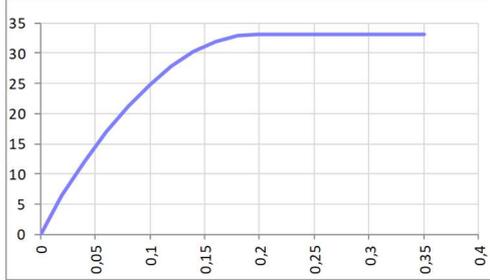
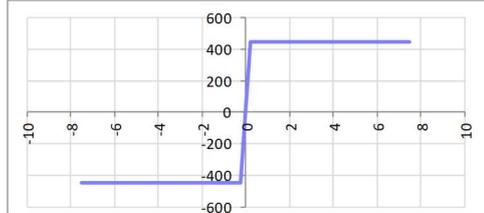
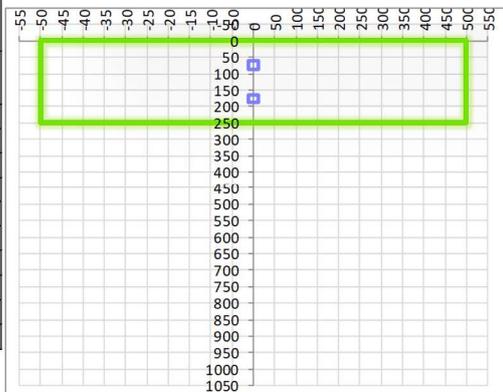
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
98 di 167

**16.2. Piedritto**

CARATTERISTICHE MATERIALI																																																								
<b>Calcestruzzo:</b>																																																								
Classe	C32/40																																																							
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$\epsilon_{c2}$	0,200 %																																																							
$\epsilon_{c3}$	0,175 %																																																							
$\epsilon_{c4}$	0,070 %																																																							
$\epsilon_{cu}$	0,350 %																																																							
n	2,000																																																							
tipo cemento	N																																																							
																																																								
<b>Acciaio:</b>																																																								
Classe	B450C																																																							
Tipologia comportamentale	EL-PL																																																							
$k = (f_t/f_y)_k$	1																																																							
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$\epsilon_{su}$	7,500 %																																																							
																																																								
<b>Coefficiente di omogeneizzazione:</b>																																																								
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$																																																							
umidità relativa	75 %																																																							
giorno app. carico	15 giorni																																																							
periodo lungo termine	50 anni																																																							
coefficiente di viscosità	2,10																																																							
n, lungo termine =	11,88 = $E_s/E_{cm}$																																																							
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$																																																							
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$																																																							
	lungo termine																																																							
	breve termine																																																							
CARATTERISTICHE SEZIONE																																																								
<b>Sezione:</b>																																																								
B=	1000 mm																																																							
H=	250 mm																																																							
<b>Armature:</b>																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Pos.</th> <th>n° barre</th> <th>∅ mm</th> <th>y<sub>i</sub> mm</th> <th>A<sub>s</sub> mm<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td style="background-color: #d9ead3;">5</td><td style="background-color: #d9ead3;">12</td><td style="background-color: #d9ead3;">74</td><td style="background-color: #d9ead3;">565,48668</td></tr> <tr><td>2</td><td style="background-color: #d9ead3;">5</td><td style="background-color: #d9ead3;">12</td><td style="background-color: #d9ead3;">176</td><td style="background-color: #d9ead3;">565,48668</td></tr> <tr><td>3</td><td></td><td></td><td></td><td style="background-color: #d9ead3;">0</td></tr> <tr><td>4</td><td></td><td></td><td></td><td style="background-color: #d9ead3;">0</td></tr> <tr><td>5</td><td></td><td></td><td></td><td style="background-color: #d9ead3;">0</td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td></td><td></td><td style="background-color: #d9ead3;">0</td></tr> <tr><td>7</td><td></td><td></td><td></td><td style="background-color: #d9ead3;">0</td></tr> <tr><td>8</td><td></td><td></td><td></td><td style="background-color: #d9ead3;">0</td></tr> <tr><td>9</td><td></td><td></td><td></td><td style="background-color: #d9ead3;">0</td></tr> <tr><td>10</td><td></td><td></td><td></td><td style="background-color: #d9ead3;">0</td></tr> </tbody> </table>	Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>	1	5	12	74	565,48668	2	5	12	176	565,48668	3				0	4				0	5				0	6				0	7				0	8				0	9				0	10				0	
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>																																																				
1	5	12	74	565,48668																																																				
2	5	12	176	565,48668																																																				
3				0																																																				
4				0																																																				
5				0																																																				
6				0																																																				
7				0																																																				
8				0																																																				
9				0																																																				
10				0																																																				
<b>Armatura di ripartizione:</b>																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Pos.</th> <th>n° barre</th> <th>∅ mm</th> <th>y<sub>i</sub> mm</th> <th>A<sub>s</sub> mm<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>superiore</td><td style="background-color: #d9ead3;">5</td><td style="background-color: #d9ead3;">10</td><td style="background-color: #d9ead3;">63</td><td style="background-color: #d9ead3;">392,69908</td></tr> <tr><td>inferiore</td><td style="background-color: #d9ead3;">5</td><td style="background-color: #d9ead3;">10</td><td style="background-color: #d9ead3;">187</td><td style="background-color: #d9ead3;">392,69908</td></tr> </tbody> </table>	Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>	superiore	5	10	63	392,69908	inferiore	5	10	187	392,69908																																									
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>																																																				
superiore	5	10	63	392,69908																																																				
inferiore	5	10	187	392,69908																																																				



16.2.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b		1000 mm		
Altezza	h		250 mm		
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm <sup>2</sup> ]
strato1		5	12	74	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	$A_s$		565 mm <sup>2</sup>		
Posizione della barra equivalente	$c^*$		74 mm		

SOLLECITAZIONI		
Load Case		SLU26
Frame		29
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	76,022 kN
Taglio	$V_{Ed}$	65,307 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	176 mm
Coefficiente	k	2,00
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,32%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,30 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0,57 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	108,42 kN
Resistenza al taglio senza armatura	$V_{rd}$	108,42 kN
Verifica		0,60 <i>Verifica soddisfatta</i>

16.2.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR15	29	63,0	21,6	Msd<Mf	0,200	30,35	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP2	27	28,2	6,0	-1,46	35,26	2,11	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR15	27	63,4	24,8	-6,47	195,52	26,00	Sezione parzializzata



16.2.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR32	37	27,8	-7,5	Msd<Mf	0,200	-28,93	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP2	33	22,4	-1,7	-0,29	0,74	-2,19	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR32	37	27,8	-7,5	-1,90	51,37	5,08	Sezione parzializzata



16.2.3.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]		
Caratteristica	CAR45	36	88,1	22,1	Msd<Mf	0,200	31,37	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
Quasi permanente	QP3	38	20,2	5,9	-1,49	41,40	4,43	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR45	38	87,7	23,9	-6,02	162,80	16,14	Sezione parzializzata	

Doc. N.

Progetto  
INOR

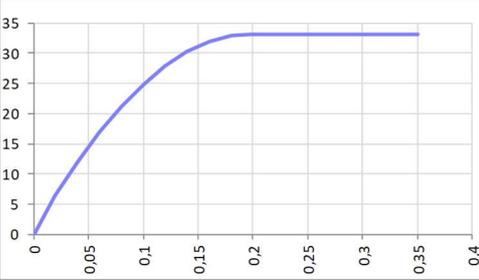
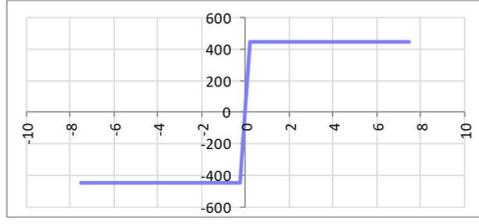
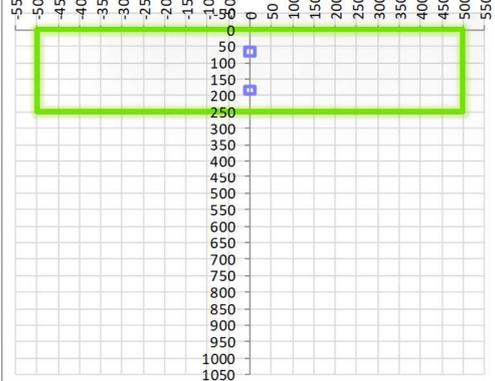
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
106 di 167

### 16.3. Soletta superiore

CARATTERISTICHE MATERIALI					
<b>Calcestruzzo:</b>					
Classe	C32/40				
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>				
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>				
$\epsilon_{c2}$	0,200 %				
$\epsilon_{c3}$	0,175 %				
$\epsilon_{c4}$	0,070 %				
$\epsilon_{cu}$	0,350 %				
n	2,000				
tipo cemento	N				
<b>Acciaio:</b>					
Classe	B450C				
Tipologia comportament	EL-PL				
$k = (f_t/f_y)_k$	1				
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>				
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>				
$\epsilon_{su}$	7,500 %				
<b>Coefficiente di omogenizzazione:</b>					
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$				
umidità relativa	75 %				
giorno app. carico	15 giorni				
periodo lungo termine	50 anni				
coefficiente di viscosità	2,10				
n, lungo termine =	11,88 = $E_s/E_{cm}$				
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$	lungo termine			
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$	breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE					
<b>Sezione:</b>					
B=	1000 mm				
H=	250 mm				
<b>Armature:</b>					
<b>Pos.</b>	<b>n° barre</b>	<b>∅ mm</b>	<b>y<sub>i</sub> mm</b>		<b>A<sub>s</sub> mm<sup>2</sup></b>
1	5	12	66		565,48668
2	5	12	184		565,48668
3					0
4					0
5					0
6					0
7				0	
8				0	
9				0	
10				0	
<b>Armatura di ripartizione:</b>					
<b>Pos.</b>	<b>n° barre</b>	<b>∅ mm</b>	<b>y<sub>i</sub> mm</b>	<b>A<sub>s</sub> mm<sup>2</sup></b>	
superiore	5	10	55	392,69908	
inferiore	5	10	195	392,69908	



16.3.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	250 mm			
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm <sup>2</sup> ]
strato1		5	12	66	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	$A_s$	565 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	$c^*$	66 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		SLU7
Frame		45
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	kN
Taglio	$V_{Ed}$	101,506 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	184 mm
Coefficiente	k	2,00
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,31%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0,57 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	104,95 kN
Resistenza al taglio senza armatura	$V_{rd}$	104,95 kN
Verifica		0,97 <i>Verifica soddisfatta</i>

16.3.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR45	45	0,0	-15,6	Msd<Mf	0,200	-28,12	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP3	46	0,0	-8,8	-2,25	89,51	10,49	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR45	46	0,0	-20,5	-5,26	209,37	24,54	Sezione parzializzata



16.3.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	<i>n. combinazione</i>	<i>frame/nodo</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>w<sub>d</sub></i>	<i>w<sub>lim</sub></i>	<i>MO - Mf</i>		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Caratteristica	CAR15	43	0,0	21,1	Msd<Mf	0,200	28,12	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	<i>n. combinazione</i>	<i>nodo</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Quasi permanente	QP2	43	0,0	7,4	-1,91	76,01	8,91	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR15	43	0,0	21,1	-5,40	215,29	25,23	Sezione parzializzata	

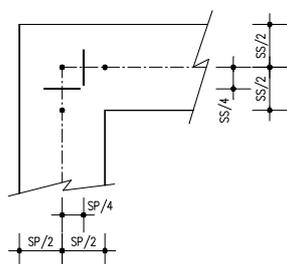
**17. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO – TOMBINO D600**

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

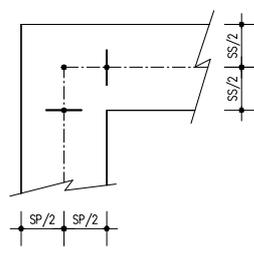
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il puntone in calcestruzzo inclinato di 45° e staffe verticali.

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta  $M_{cr} < M_{Ed}$  la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alla Combinazioni Rara della normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili sono:

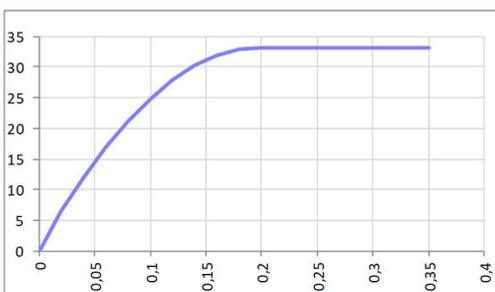
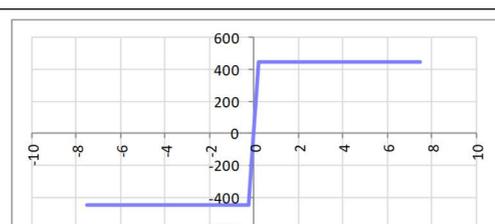
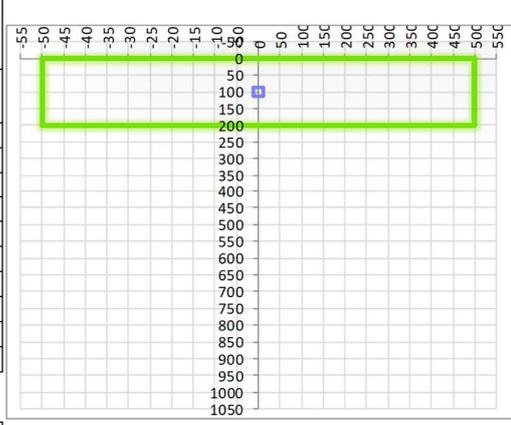
- condizioni ambientali aggressive e molto aggressive:  $w_k \leq w_3 = 0.20\text{mm}$
- condizioni ambientali ordinarie:  $w_k \leq w_3 = 0.30\text{mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP  $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ ;
- combinazione Rara  $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ ,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano  $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ .

### 17.1. Soletta inferiore

CARATTERISTICHE MATERIALI				
<b>Calcestruzzo:</b>				
Classe	C32/40			
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{dk}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>			
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{c2}$	0,200 %			
$\epsilon_{c3}$	0,175 %			
$\epsilon_{c4}$	0,070 %			
$\epsilon_{cu}$	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
<b>Acciaio:</b>				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>			
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{su}$	7,500 %			
				
<b>Coefficiente di omogeneizzazione:</b>				
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,14			
n, lungo termine =	12,12 = $E_s/E_{cm}$			
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$	lungo termine		
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$	breve termine		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
<b>Sezione:</b>				
B=	1000 mm			
H=	200 mm			
<b>Armature:</b>				
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
1	5,0	12	100	565,48668
2	0,0	12	0	0,00
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
<b>Armatura di ripartizione:</b>				
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
	5	12	88	565,48668
				



**17.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio**

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	R <sub>ck</sub>	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Reisitenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	200 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm<sup>2</sup>]</i>
strato1		5	12	100	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A <sub>s</sub>	565 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	c*	100 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		SLU6
Frame		2
Azione assiale (+ di compressione)	N <sub>Ed</sub>	0 kN
Taglio	V <sub>Ed</sub>	63,02 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	100 mm
Coefficiente	k	2,00
Rapporto di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0,57%
Tensione assiale media	σ <sub>cp</sub>	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	0.2 x f <sub>cd</sub>	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub>	0,57 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	V <sub>rd,min</sub>	57,04 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	<b>63,79 kN</b>
Verifica		<b>0,99</b> <i>Verifica soddisfatta</i>

### 17.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]		
Caratteristica	CAR15	3	0,0	12,0	Msd<Mf	0,200	17,22	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
Quasi permanente	QP2	2	0,0	2,7	-1,81	53,72	-27,15	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR15	2	0,0	10,7	-7,19	213,38	-107,83	Sezione parzializzata	

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

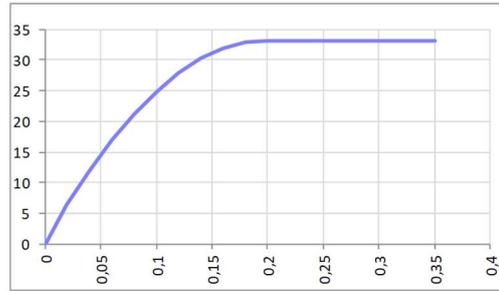
Foglio  
117 di 167

**17.2. Piedritto**

**CARATTERISTICHE MATERIALI**

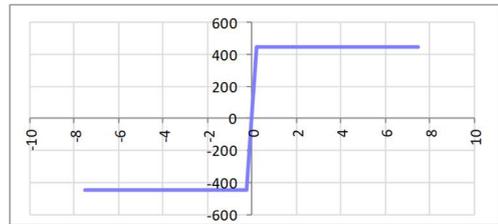
**Calcestruzzo:**

Classe	C32/40
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{dk}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{c2}$	0,200 %
$\epsilon_{c3}$	0,175 %
$\epsilon_{c4}$	0,070 %
$\epsilon_{cu}$	0,350 %
n	2,000
tipo cemento	N



**Acciaio:**

Classe	B450C
Tipologia comportamentale	EL-PL
$k = (f_t/f_y)_k$	1
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{su}$	7,500 %



**Coefficiente di omogeneizzazione:**

n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$	
umidità relativa	75 %	
giorno app. carico	15 giorni	
periodo lungo termine	50 anni	
coefficiente di viscosità	2,14	
n, lungo termine =	12,12 = $E_s/E_{cm}$	
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$	lungo termine
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$	breve termine

**CARATTERISTICHE SEZIONE**

**Sezione:**

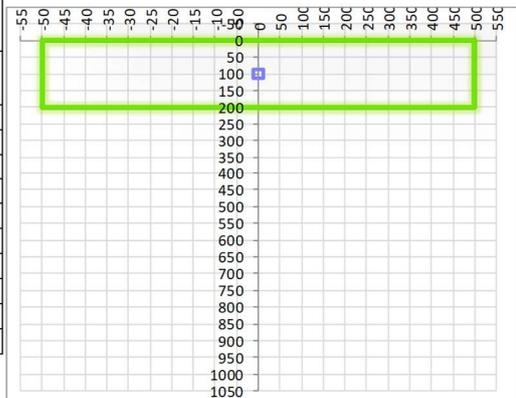
B=	1000 mm
H=	200 mm

**Armature:**

Pos.	n° barre	ø mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
1	5,0	12	100	565,48668
2	0,0	12	0	0,00
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0

**Armatura di ripartizione:**

Pos.	n° barre	ø mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
	5	12	88	565,48668





**17.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio**

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	Rck	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	200 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm<sup>2</sup>]</i>
strato1		5	12	100	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A <sub>s</sub>	565 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	c*	100 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		SLU26
Frame		29
Azione assiale (+ di compressione)	N <sub>Ed</sub>	48,27 kN
Taglio	V <sub>Ed</sub>	44,244 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	100 mm
Coefficiente	k	2,00
Rapporto di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0,57%
Tensione assiale media	σ <sub>cp</sub>	0,24 N/mm <sup>2</sup>
	0,2 x f <sub>cd</sub>	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub>	0,57 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	V <sub>rd,min</sub>	60,66 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	<b>67,41 kN</b>
Verifica		<b>0,66</b> <i>Verifica soddisfatta</i>

### 17.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]		
Caratteristica	CAR15	29	40,1	9,3	Msd<Mf	0,200	18,50	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
Quasi permanente	QP3	27	13,3	3,1	-1,80	40,24	-26,94	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR15	27	40,4	11,0	-6,47	151,81	-97,09	Sezione parzializzata	

Doc. N.

Progetto  
INOR

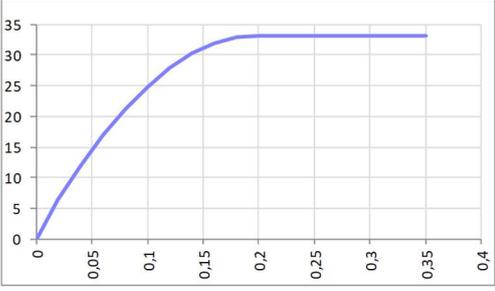
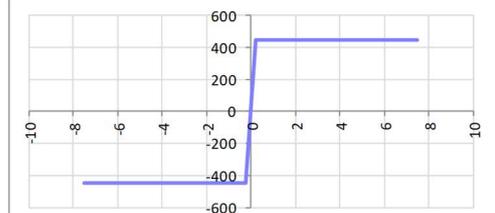
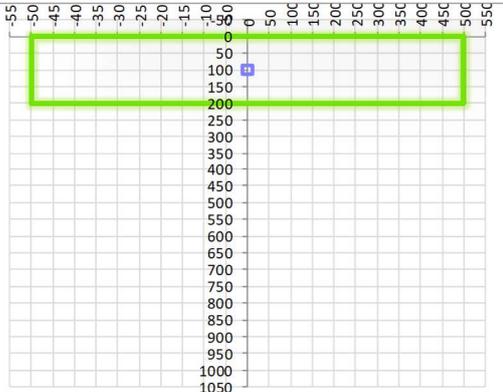
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
121 di 167

### 17.3. Soletta superiore

CARATTERISTICHE MATERIALI					
<b>Calcestruzzo:</b>					
Classe	C32/40				
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>				
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>				
$\epsilon_{c2}$	0,200 %				
$\epsilon_{c3}$	0,175 %				
$\epsilon_{c4}$	0,070 %				
$\epsilon_{cu}$	0,350 %				
n	2,000				
tipo cemento	N				
<b>Acciaio:</b>					
Classe	B450C				
Tipologia comportamento	EL-PL				
$k = (f_t/f_y)_k$	1				
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>				
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>				
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>				
$\epsilon_{su}$	7,500 %				
<b>Coefficiente di omogenizzazione:</b>					
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$				
umidità relativa	75 %				
giorno app. carico	15 giorni				
periodo lungo termine	50 anni				
coefficiente di viscosità	2,14				
n, lungo termine =	12,12 = $E_s/E_{cm}$				
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$	lungo termine			
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$	breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE					
<b>Sezione:</b>					
B=	1000 mm				
H=	200 mm				
<b>Armature:</b>					
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm		As mm <sup>2</sup>
1	5,0	12	100		565,48668
2	0,0	12	0		0,00
3					0
4					0
5					0
6					0
7				0	
8				0	
9				0	
10				0	
<b>Armatura di ripartizione:</b>					
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	As mm <sup>2</sup>	
	5	12	88	565,48668	



**17.3.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio**

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	R <sub>ck</sub>	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b			1000 mm	
Altezza	h			200 mm	
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm<sup>2</sup>]</i>
strato1		5	12	100	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A <sub>s</sub>				565 mm <sup>2</sup>
Posizione della barra equivalente	c*				100 mm

SOLLECITAZIONI		
Load Case		SLU7
Frame		45
Azione assiale (+ di compressione)	N <sub>Ed</sub>	0 kN
Taglio	V <sub>Ed</sub>	63,137 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	100 mm
Coefficiente	k	2,00
Rapporto di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0,57%
Tensione assiale media	σ <sub>cp</sub>	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	0.2 x f <sub>cd</sub>	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub>	0,57 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	V <sub>rd,min</sub>	57,04 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	<b>63,79 kN</b>
Verifica		<b>0,99</b> <i>Verifica soddisfatta</i>

**17.3.3. Verifiche allo stato limite di esercizio**

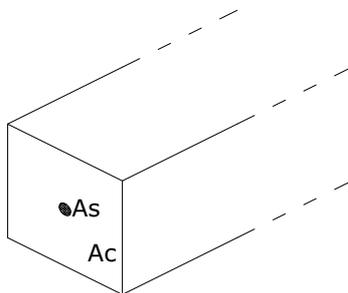
PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	<i>n. combinazione</i>	<i>frame/nodo</i>	<i>N</i> [kN]	<i>M</i> [kNm]	<i>w<sub>d</sub></i> [mm]	<i>w<sub>lim</sub></i> [mm]	<i>MO - Mf</i> [kNm]	
Caratteristica	CAR15	43	0,0	10,5	Msd<Mf	0,200	17,22	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	<i>n. combinazione</i>	<i>nodo</i>	<i>N</i> [kN]	<i>M</i> [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP2	43	0,0	4,4	-2,93	87,02	-43,97	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR15	43	0,0	10,5	-7,02	208,28	-105,25	Sezione parzializzata

## 17.4. Verifica effetti longitudinali da ritiro

Vengono discussi brevemente gli effetti dovuti al ritiro nel calcestruzzo che provocano stati interni di coazione con l'armatura. Scopo della trattazione è quello di verificare l'armatura minima longitudinale nella soletta superiore dello scatolare.

### 17.4.1. Coazioni interne dovute ai fenomeni di ritiro

Per il calcolo delle coazioni interne dovute ai fenomeni di ritiro si consideri una sezione di area unitaria  $A_c$  con un'unica barra di armatura di area  $A_s$  come rappresentato nell'immagine sottostante:



Si assumono le seguenti ipotesi:

- perfetta aderenza tra calcestruzzo ed acciaio;
- deformata piana della sezione in calcestruzzo;
- comportamento del calcestruzzo e dell'acciaio elastico e lineare.

Le equazioni di equilibrio, congruenza e legame dell'insieme calcestruzzo + acciaio che governano il fenomeno sono:

- $N_c + N_s = 0$  (equazione di equilibrio)
- $\varepsilon_r = \varepsilon_s - \varepsilon_c$  (equazione di congruenza)
- $N_c = A_c \sigma_c = A_c E_c \varepsilon_c$  (equazione legame costitutivo del calcestruzzo)
- $N_s = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_s$  (equazione legame costitutivo dell'acciaio)

Sostituendo le equazioni di legame in quella di equilibrio ed esprimendo la deformazione del calcestruzzo in funzione di quella dell'acciaio si ha:

$$N_s = -N_c = A_s E_s A_c E_c \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c)$$

Il comportamento viscoso del calcestruzzo viene considerato attraverso l'abbattimento del modulo elastico, pertanto è necessario sostituire il valore di  $E_c$  con  $E_c^*$ . La tensione sull'acciaio e sul calcestruzzo risultano quindi pari a:

$$\sigma_s = A_c E_c^* E_s \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c^*)$$

$$\sigma_c = -A_s E_c^* E_s \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c^*)$$

**17.4.2. Calcolo delle sollecitazioni longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro -  $\phi 1500$** 

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale  $h_0$  pari a  $2 \times A/u = 2 \times H = 60$  cm, ed un calcestruzzo C32/40 classe N.

Caratteristiche della sezione:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{long}} = 1 + 1 \phi 10/20 = 785 \text{ mm}^2$$

$$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 33643 \text{ N/mm}^2$$

Deformazione da ritiro:

$$\text{U.R.} = 75\%$$

$$\epsilon_{ca}(t=\infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 40 - 10) \times 10^{-6} = 0.058 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cd}(t = \infty) = k_h \times \epsilon_{cd,0} = 0.7 \times 0.32 \text{ ‰} = 0.22 \text{ ‰ (per calcestruzzo C32/40 classe N, U.R.=75\%)}$$

$$\epsilon_r = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 0.278 \text{ ‰}$$

A favore di sicurezza, si assume comunque una deformazione  $\epsilon_r = 0.400 \text{ ‰}$

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di  $h_0$ , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a  $\phi(t=\infty) = 2.5$ . Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$$E_c^* = E_c / (1 + \phi) = 9612 \text{ N/mm}^2.$$

Tensioni nei materiali:

$$\sigma_s = (1000 \times 300) \times 9612 \times 210000 \times 0.00040 / (785 \times 210000 + 1000 \times 300 \times 9612) = 79.46 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = -785 \times 9612 \times 210000 \times 0.00040 / (785 \times 210000 + 1000 \times 300 \times 9612) = -0.21 \text{ N/mm}^2.$$

La sollecitazione sul calcestruzzo risulta molto inferiore rispetto alla resistenza a trazione e quindi non porta a fessurazione il calcestruzzo; la sollecitazione sull'acciaio risulta modesta ed accettabile per le normali condizioni di esercizio della struttura.

**17.4.1. Calcolo delle sollecitazioni longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro -  $\phi 1000$** 

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale  $h_0$  pari a  $2 \times A/u = 2 \times H = 50$  cm, ed un calcestruzzo C32/40 classe N.

Caratteristiche della sezione:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{long}} = 1 + 1 \phi 10/20 = 785 \text{ mm}^2$$

$$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 33643 \text{ N/mm}^2$$

Deformazione da ritiro:

$$\text{U.R.} = 75\%$$

$$\epsilon_{ca}(t=\infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 40 - 10) \times 10^{-6} = 0.058 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cd}(t = \infty) = k_h \times \epsilon_{cd,0} = 0.7 \times 0.32 \text{ ‰} = 0.22 \text{ ‰} \text{ (per calcestruzzo C32/40 classe N, U.R.=75\%)}$$

$$\epsilon_r = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 0.278 \text{ ‰}$$

A favore di sicurezza, si assume comunque una deformazione  $\epsilon_r = 0.400 \text{ ‰}$

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di  $h_0$ , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a  $\phi(t=\infty) = 2.5$ . Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$$E_c^* = E_c / (1 + \phi) = 9612 \text{ N/mm}^2.$$

Tensioni nei materiali:

$$\sigma_s = (1000 \times 250) \times 9612 \times 210000 \times 0.00040 / (785 \times 210000 + 1000 \times 250 \times 9612) = 78.61 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = -785 \times 9612 \times 210000 \times 0.00040 / (785 \times 210000 + 1000 \times 250 \times 9612) = -0.25 \text{ N/mm}^2.$$

La sollecitazione sul calcestruzzo risulta molto inferiore rispetto alla resistenza a trazione e quindi non porta a fessurazione il calcestruzzo; la sollecitazione sull'acciaio risulta modesta ed accettabile per le normali condizioni di esercizio della struttura.

**17.4.1. Calcolo delle sollecitazioni longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro -  $\phi 600$** 

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale  $h_0$  pari a  $2 \times A/u = 2 \times H = 40$  cm, ed un calcestruzzo C32/40 classe N.

Caratteristiche della sezione:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{long}} = 1 \phi 12 / 20 = 565 \text{ mm}^2$$

$$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 33643 \text{ N/mm}^2$$

Deformazione da ritiro:

$$\text{U.R.} = 75\%$$

$$\epsilon_{ca}(t=\infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 40 - 10) \times 10^{-6} = 0.058 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cd}(t = \infty) = k_h \times \epsilon_{cd,0} = 0.7 \times 0.32 \text{ ‰} = 0.22 \text{ ‰} \text{ (per calcestruzzo C32/40 classe N, U.R.=75\%)}$$

$$\epsilon_r = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 0.278 \text{ ‰}$$

A favore di sicurezza, si assume comunque una deformazione  $\epsilon_r = 0.400 \text{ ‰}$

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di  $h_0$ , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a  $\phi(t=\infty) = 2.5$ . Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$$E_c^* = E_c / (1 + \phi) = 9612 \text{ N/mm}^2.$$

Tensioni nei materiali:

$$\sigma_s = (1000 \times 200) \times 9612 \times 210000 \times 0.00040 / (565 \times 210000 + 1000 \times 200 \times 9612) = 79.12 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = -565 \times 9612 \times 210000 \times 0.00040 / (565 \times 210000 + 1000 \times 200 \times 9612) = -0.22 \text{ N/mm}^2.$$

La sollecitazione sul calcestruzzo risulta molto inferiore rispetto alla resistenza a trazione e quindi non porta a fessurazione il calcestruzzo; la sollecitazione sull'acciaio risulta modesta ed accettabile per le normali condizioni di esercizio della struttura.

## 18. VERIFICHE DI DEFORMAZIONE E VIBRAZIONE

### 18.1. Inflessione nel piano verticale dell'impalcato

In base a quanto indicato nelle Istruzioni FS, nonché nel D.M. 14.01.08, considerando la presenza del treno di carico LM71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, e considerando la variazione di temperatura lineare lungo l'altezza dell'impalcato pari a  $\pm 2.5^\circ$  centigradi, il massimo angolo di rotazione  $\theta_{\max}$  all'estremità dell'impalcato dovrà risultare inferiore a  $\theta_{\text{amm}} = 3.5 \cdot 10^{-3}$  rad (essendo il manufatto a una sola campata ed assumendo la rotazione massima consentita per i manufatti a due binari). Per quanto riguarda le rotazioni attribuibili alla presenza del treno di carico LM71, si sono considerate le Combinazioni Elementari costituite dal carico centrato (Load 10) e si sono valutate le rotazioni sui nodi estremi della soletta superiore depurate della rototraslazione rigida della struttura. Inoltre lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per effetto dei carichi accidentali verticali del piano di posa del ballast, dovrà risultare non superiore ad 8.0 mm.

#### φ1500 (Nodo 40):

- Rotazione prodotta dal treno di carico LM71 centrato (Load 10)

$$\theta_{\text{acc, cen}} = 1.2 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

- Rotazione prodotta dalla variazione termica lineare lungo l'altezza dell'impalcato

$$\theta_{\Delta t} = \pm 5.0 \times 10^{-5} \text{ rad}$$

- Rotazione complessiva

Il massimo angolo di rotazione all'estremità della soletta superiore, dovuto alla presenza del treno di carico LM71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, e alla variazione lineare di temperatura lungo l'altezza dell'impalcato, vale, a meno del segno:

$$\theta_{\text{tot}} = \theta_{\text{acc, cen}} + \theta_{\Delta t} = 1.70 \times 10^{-4} \text{ rad} \ll \theta_{\text{amm}} = 3.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

- Spostamento orizzontale del piano di posa del ballast

$$\delta = \theta_{\text{tot}} \times H = 1.70 \times 10^{-4} \times (300/2 + 320) = 0.08 \text{ mm} (< 8.0 \text{ mm})$$

#### φ1000 (Nodo 40):

- Rotazione prodotta dal treno di carico LM71 centrato (Load 10)

$$\theta_{\text{acc, cen}} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

- Rotazione prodotta dalla variazione termica lineare lungo l'altezza dell'impalcato

$$\theta_{\Delta t} = \pm 5.0 \times 10^{-5} \text{ rad}$$

- Rotazione complessiva

Il massimo angolo di rotazione all'estremità della soletta superiore, dovuto alla presenza del treno di carico LM71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, e alla variazione lineare di temperatura lungo l'altezza dell'impalcato, vale, a meno del segno:

$$\theta_{\text{tot}} = \theta_{\text{acc, cen}} + \theta_{\Delta t} = 1.50 \times 10^{-4} \text{ rad} \ll \theta_{\text{amm}} = 3.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

- Spostamento orizzontale del piano di posa del ballast

$$\delta = \theta_{\text{tot}} \times H = 1.50 \times 10^{-4} \times (250/2 + 310) = 0.07 \text{ mm} (< 8.0 \text{ mm})$$

φ600 (Nodo 40):

- Rotazione prodotta dal treno di carico LM71 centrato (Load 10)

$$\theta_{acc, cen} = 0.5 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

- Rotazione prodotta dalla variazione termica lineare lungo l'altezza dell'impalcato

$$\theta_{\Delta t} = \pm 5.0 \times 10^{-5} \text{ rad}$$

- Rotazione complessiva

Il massimo angolo di rotazione all'estremità della soletta superiore, dovuto alla presenza del treno di carico LM71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, e alla variazione lineare di temperatura lungo l'altezza dell'impalcato, vale, a meno del segno:

$$\theta_{tot} = \theta_{acc, cen} + \theta_{\Delta t} = 1.00 \times 10^{-4} \text{ rad} \ll \theta_{amm} = 3.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

- Spostamento orizzontale del piano di posa del ballast

$$\delta = \theta_{tot} \times H = 1.00 \times 10^{-4} \times (200/2 + 370) = 0.05 \text{ mm} (< 8.0 \text{ mm})$$

**18.2. Stato limite di comfort dei passeggeri**

La verifica viene eseguita in base a quanto indicato nelle Istruzioni FS, considerando la presenza del treno di carico LM71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico.

φ1500 (Nodo 40):

- Freccia limite ammissibile (velocità del treno  $V > 250 \text{ km/h}$ , numero di campate  $n = 1$ )

$$\delta_{lim} = \alpha \times 1/2400 \times L = 1.5 \times 1/2400 \times 2050 = 1.28 \text{ mm}$$

- Freccia massima dell'impalcato prodotta dal treno LM71

$$\delta_{max} = 0.10 \text{ mm (traslazione verticale nodi 43 e 44)} < \delta_{lim} = 1.28 \text{ mm.}$$

φ1000 (Nodo 40):

- Freccia limite ammissibile (velocità del treno  $V > 250 \text{ km/h}$ , numero di campate  $n = 1$ )

$$\delta_{lim} = \alpha \times 1/2400 \times L = 1.5 \times 1/2400 \times 1410 = 0.88 \text{ mm}$$

- Freccia massima dell'impalcato prodotta dal treno LM71

$$\delta_{max} = 0.10 \text{ mm (traslazione verticale nodi 43 e 44)} < \delta_{lim} = 0.88 \text{ mm.}$$

φ600 (Nodo 40):

- Freccia limite ammissibile (velocità del treno  $V > 250 \text{ km/h}$ , numero di campate  $n = 1$ )

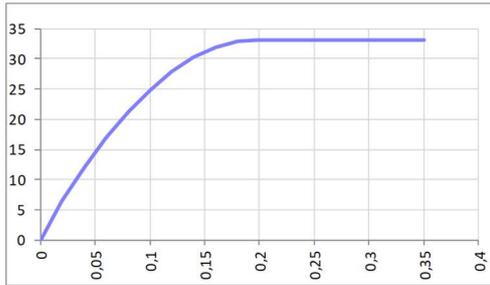
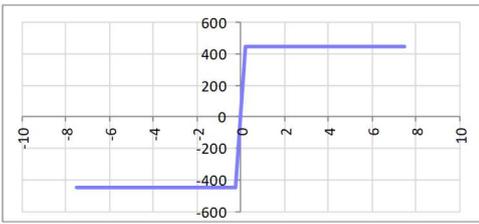
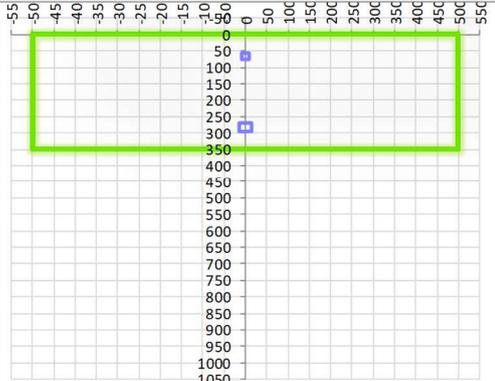
$$\delta_{lim} = \alpha \times 1/2400 \times L = 1.5 \times 1/2400 \times 920 = 0.57 \text{ mm}$$

- Freccia massima dell'impalcato prodotta dal treno LM71

$$\delta_{max} = 0.02 \text{ mm (traslazione verticale nodi 43 e 44)} < \delta_{lim} = 0.57 \text{ mm.}$$

## 19. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO – IMBOCCO

## 19.1. Fondazione

CARATTERISTICHE MATERIALI				
<b>Calcestruzzo:</b>				
Classe	C32/40			
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>			
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{c2}$	0,200 %			
$\epsilon_{c3}$	0,175 %			
$\epsilon_{c4}$	0,070 %			
$\epsilon_{cu}$	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
<b>Acciaio:</b>				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>			
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{su}$	7,500 %			
				
<b>Coefficiente di omogenizzazione:</b>				
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,04			
n, lungo termine =	11,57 = $E_s/E_{cm}$			
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$ lungo termine			
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$ breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE				
<b>Sezione:</b>				
B=	1000 mm			
H=	350 mm			
<b>Armature:</b>				
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	As mm <sup>2</sup>
1	5	10	65	392,69908
2	5	14	283	769,6902
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
<b>Armatura di ripartizione:</b>				
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	As mm <sup>2</sup>
superiore	5	10	55	392,69908
inferiore	5	10	295	392,69908
				



**19.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio**

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	Rck	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Reisitenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	350 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm<sup>2</sup>]</i>
strato1		5	10	65	393
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A <sub>s</sub>	393 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	c*	65 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		1_SLU_STR
Frame		-
Azione assiale (+ di compressione)	N <sub>Ed</sub>	0 kN
Taglio	V <sub>Ed</sub>	24,351 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	285 mm
Coefficiente	k	1,84
Rapporto di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0,14%
Tensione assiale media	σ <sub>cp</sub>	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	0.2 x f <sub>cd</sub>	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub>	0,50 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	V <sub>rd,min</sub>	143,18 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	<b>143,18 kN</b>
Verifica		0,17 <b>Verifica soddisfatta</b>

### 19.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]		
Caratteristica	2_CAR	-	0,0	22,5	Msd<Mf	0,200	56,27	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
Quasi permanente	1_QP	-	0,0	13,4	-1,46	67,00	-1,50	Sezione parzializzata	
Caratteristica	2_CAR	-	0,0	24,1	-2,63	120,67	-2,70	Sezione parzializzata	

Doc. N.

Progetto  
INOR

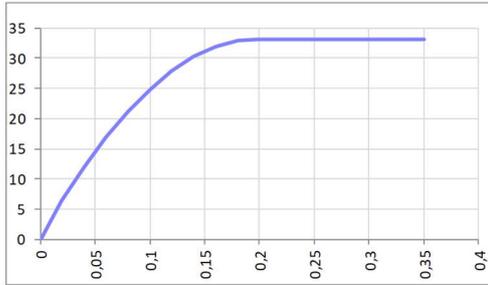
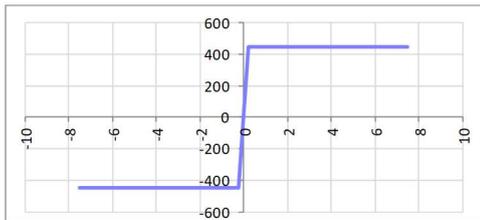
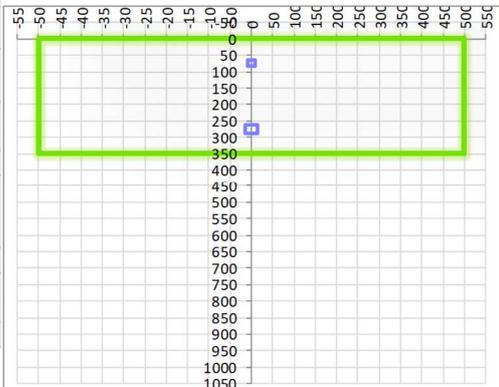
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
135 di 167

## 19.2. Piedritto

CARATTERISTICHE MATERIALI				
<b>Calcestruzzo:</b>				
Classe	C32/40			
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>			
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{c2}$	0,200 %			
$\epsilon_{c3}$	0,175 %			
$\epsilon_{c4}$	0,070 %			
$\epsilon_{cu}$	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
<b>Acciaio:</b>				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>			
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{su}$	7,500 %			
				
<b>Coefficiente di omogeneizzazione:</b>				
$n$ ,breve termine	5,66 = $E_s/E_c$			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,04			
$n$ ,lungo termine=	11,57 = $E_s/E_{cm}$			
$n$ ,verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$	lungo termine		
$n$ ,verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$	breve termine		
CARATTERISTICHE SEZIONE				
<b>Sezione:</b>				
B=	1000 mm			
H=	350 mm			
<b>Armature:</b>				
<b>Pos.</b>	<b>n° barre</b>	<b>∅ mm</b>	<b>y<sub>i</sub> mm</b>	<b>As mm<sup>2</sup></b>
1	5	10	73	392,69908
2	5	14	275	769,6902
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
<b>Armatura di ripartizione:</b>				
<b>Pos.</b>	<b>n° barre</b>	<b>∅ mm</b>	<b>y<sub>i</sub> mm</b>	<b>As mm<sup>2</sup></b>
superiore	5	10	63	392,69908
inferiore	5	10	287	392,69908
				



**19.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio**

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	Rck	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Reisitenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	350 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm<sup>2</sup>]</i>
strato1		5	10	73	393
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A <sub>s</sub>	393 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	c*	73 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		2_SLU_STR
Frame		-
Azione assiale (+ di compressione)	N <sub>Ed</sub>	16,63 kN
Taglio	V <sub>Ed</sub>	37,72 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	277 mm
Coefficiente	k	1,85
Rapporto di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0,14%
Tensione assiale media	σ <sub>cp</sub>	0,05 N/mm <sup>2</sup>
	0,2 x f <sub>cd</sub>	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub>	0,51 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	V <sub>rd,min</sub>	142,51 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	<b>142,51 kN</b>
Verifica		0,26 <b>Verifica soddisfatta</b>

**19.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio**

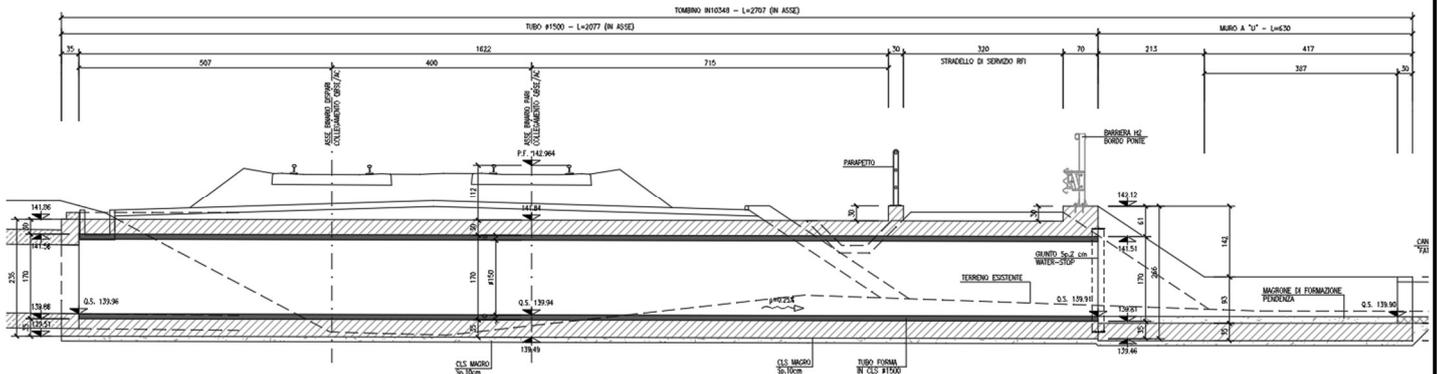
PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N	M	w <sub>d</sub>	w <sub>lim</sub>	M0 - Mf		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Caratteristica	2 CAR	-	16,6	20,5	Msd<Mf	0,200	56,78	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Quasi permanente	1_QP	-	17,4	13,1	-1,49	55,04	-1,79	Sezione parzializzata	
Caratteristica	2 CAR	-	17,4	23,0	-2,63	105,82	-0,93	Sezione parzializzata	

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001Rev.  
AFoglio  
139 di 167

## 20. ANALISI STRUTTURALE IN DIREZIONE LONGITUDINALE - $\phi 1500$

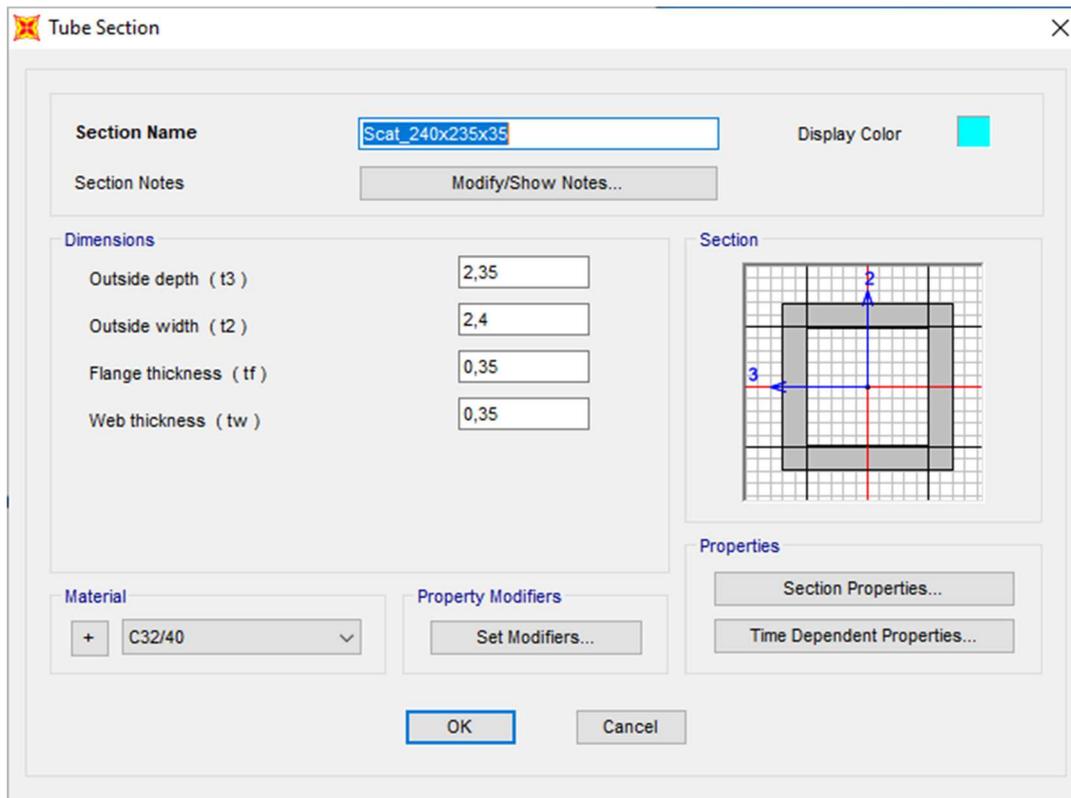
L'analisi longitudinale dei tombini viene svolta schematizzandoli nella loro intera lunghezza come travi su suolo elastico alla Winkler. La costante di sottofondo è costante lungo l'asse del manufatto in relazione a quanto già esposto per l'analisi trasversale.



### 20.1. Geometria e modellazione

#### 20.1.1.1. Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) schematizzando la sezione con elementi "beam" mutuamente incastrati aventi sezione scatolare equivalente a quella adottata per l'analisi trasversale.



### 20.1.1.2. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di trave su letto di molle facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata nel seguente modo:

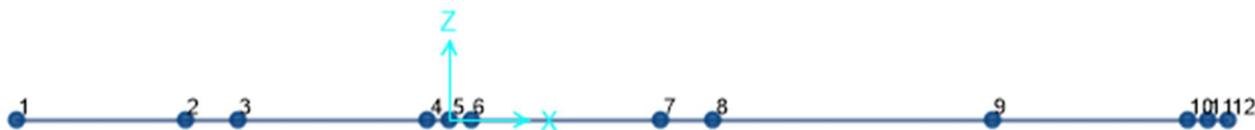
- $K_s$  = costante di sottofondo [F/L<sup>3</sup>]
- $b_t$  = interasse trasversale di competenza della generica molla
- $b_l$  = interasse longitudinale di competenza della generica molla (= 1.00 m)
- $W_s = K_s / (b_t \times b_l)$  = caratteristica elastica della generica molla

La costante di sottofondo adottata per la modellazione, funzione del tipo di terreno presente in sito, è pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Lo schema statico della struttura scatolare e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

#### Numerazione dei nodi:



#### Numerazione delle aste:



## 20.2. Analisi dei carichi

I carichi considerati sono i seguenti:

### 20.2.1. Peso proprio

$$pp = 3.40 \times 25 = 85.00 \text{ kN/m.}$$

### 20.2.2. Peso permanente - Rilevato

Lo spessore di rilevato nella zona della piattaforma ferroviaria è pari ad  $H_r$  meno lo spessore di ballast:

$$pr1 = (1.12 - 0.80) \times 24 \times 2.40 = 18.43 \text{ kN/m;}$$

Per la zona sotto stradello si assume un ricoprimento di 30 cm, applicato su tutta la zona fino a raccordarsi con il carico triangolare ferroviario:

$$pr2 = 0.30 \times 20 \times 2.40 = 14.40 \text{ kN/m.}$$

### 20.2.3. Ballast e armamento

Si assume uno spessore costante di ballast pari a 0.80m:

$$pb = 0.80 \times 18 \times 2.40 = 34.56 \text{ kN/m;}$$

### 20.2.4. Carichi mobili ferroviari sulla soletta superiore

Per il calcolo dettagliato dell'analisi dei carichi mobili, si rimanda al capitolo specifico sviluppato per l'analisi trasversale.

Poiché i carichi dovuti al treno LM71 risultano maggiori rispetto a quelli del treno SW2, per il calcolo delle sollecitazioni verranno impiegati solamente i primi.

Si riportano di seguito i valori di sollecitazione applicati in asse soletta.

$$q_{LM71} = 70.91 \times 2.40 = 170.18 \text{ kN/m}$$

### 20.2.5. Carichi mobili stradali sulla soletta superiore

Trattandosi di uno stradello di servizio, i carichi mobili stradali vengono considerati applicando un sovraccarico pari a  $20 \text{ kN/m}^2$  su tutta l'area carrabile.

$$q_{acc} = 20 \times 2.40 = 48 \text{ kN/m.}$$

### 20.2.6. Carichi sismici

L'analisi sismica viene svolta considerando il sisma nella direzione verticale e longitudinale all'asse dello scatolare e applicando al modello di carico i sovraccarichi sismici verticali e i momenti generati dai carichi sismici longitudinali.

Il calcolo delle sollecitazioni inerziali viene determinato in analogia a quanto svolto per l'analisi trasversale.

#### **Sisma verticale:**

$$I_{h,z,pp} = 0.149 \times 85.00 = 12.67 \text{ kN/m}$$

$$I_{h,z,pperm,1} = 0.149 \times 18.43 = 2.75 \text{ kN/m}$$

$$I_{h,z,pperm,2} = 0.149 \times 14.40 = 2.15 \text{ kN/m}$$

$$I_{h,z,ballast} = 0.149 \times 34.56 = 5.15 \text{ kN/m}$$

L'azione inerziale in direzione verticale legata alle masse simiche dei treni di carico (pari al 20% dei treni di progetto) risulta pari a:

$$I_{q,z} = 0.149 \times 0.20 \times 170.18 = 5.07 \text{ kN/m}$$

### **Sisma orizzontale:**

$$I_{g,h,pp} = 0.270 \times 85.00 \times 1.175 = 26.97 \text{ kNm/m}$$

$$I_{g,h,pperm,1} = 0.270 \times 18.43 \times 2.51 = 12.49 \text{ kNm/m}$$

$$I_{g,h,pperm,2} = 0.270 \times 14.40 \times 2.50 = 9.72 \text{ kNm/m}$$

$$I_{g,h,ballast} = 0.270 \times 34.56 \times 3.07 = 28.65 \text{ kNm/m}$$

L'azione inerziale in direzione orizzontale legata alle masse simiche dei treni di carico (pari al 20% dei treni di progetto) risulta pari a:

$$I_{q,h} = 0.270 \times 0.20 \times 170.18 \times 5.27 = 48.43 \text{ kNm/m}$$

## **20.1. Condizioni e combinazioni di carico adottate**

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

Load	Tipo	Carico
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Peso rilevato
3	Gk	Peso ballast
4	Qk	Carico LM71 DX
5	Qk	Carico LM71 SX
6	Qk	Carico accidentale su stradello
7	Qk	Sisma x
8	Qk	Sisma z
9	Qk	Sisma x – LM71 DX
10	Qk	Sisma x – LM71 SX
11	Qk	Sisma x – LM71 DX
12	Qk	Sisma x – LM71 SX

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

I valori numerici riportati nelle colonne delle seguenti tabelle di combinazione indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la condizione elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni.

**20.1.1. Combinazioni SLU di tipo STR**

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	LM71 dx	LM71 sx	Accidentale	Inerzia sismica x	Inerzia sismica z	Inerzia sismica x - LM71 dx	Inerzia sismica x - LM71 sx	Inerzia sismica z - LM71 dx	Inerzia sismica z - LM71 sx
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SLU1	1	1	1	0	0	0						
SLU2	1	1	1	0	0	1,5						
SLU3	1,35	1,35	1,5	0	0	0						
SLU4	1,35	1,35	1,5	0	0	1,5						
SLU5	1	1	1	1,45	0	0						
SLU6	1	1	1	1,45	0	1,5						
SLU7	1,35	1,35	1,5	1,45	0	0						
SLU8	1,35	1,35	1,5	1,45	0	1,5						
SLU9	1	1	1	0	1,45	0						
SLU10	1	1	1	0	1,45	1,5						
SLU11	1,35	1,35	1,5	0	1,45	0						
SLU12	1,35	1,35	1,5	0	1,45	1,5						
SLU13	1	1	1	1,45	1,45	0						
SLU14	1	1	1	1,45	1,45	1,5						
SLU15	1,35	1,35	1,5	1,45	1,45	0						
SLU16	1,35	1,35	1,5	1,45	1,45	1,5						

**20.1.2. Combinazioni SLV**

I coefficienti di combinazione SLV applicati ai singoli Load Case sono i medesimi sia per l'Approccio 1-Combinazione 1 che per l'Approccio 1-Combinazione 2.

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	LM71 dx	LM71 sx	Accidentale	Inerzia sismica x	Inerzia sismica z	Inerzia sismica x - LM71 dx	Inerzia sismica x - LM71 sx	Inerzia sismica z - LM71 dx	Inerzia sismica z - LM71 sx
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SLV1	1	1	1	0	0	0	1	0,3				
SLV2	1	1	1	0	0	0	1	-0,3				
SLV3	1	1	1	0	0	0	-1	0,3				
SLV4	1	1	1	0	0	0	-1	-0,3				
SLV5	1	1	1	0	0	0	0,3	1				
SLV6	1	1	1	0	0	0	0,3	-1				
SLV7	1	1	1	0	0	0	-0,3	1				
SLV8	1	1	1	0	0	0	-0,3	-1				
SLV9	1	1	1	0,2	0	0	1	0,3	1		0,3	
SLV10	1	1	1	0,2	0	0	1	-0,3	1		-0,3	
SLV11	1	1	1	0,2	0	0	-1	0,3	-1		0,3	
SLV12	1	1	1	0,2	0	0	-1	-0,3	-1		-0,3	
SLV13	1	1	1	0,2	0	0	0,3	1	0,3		1	
SLV14	1	1	1	0,2	0	0	0,3	-1	0,3		-1	
SLV15	1	1	1	0,2	0	0	-0,3	1	-0,3		1	
SLV16	1	1	1	0,2	0	0	-0,3	-1	-0,3		-1	
SLV17	1	1	1	0	0,2	0	1	0,3		1		0,3
SLV18	1	1	1	0	0,2	0	1	-0,3		1		-0,3
SLV19	1	1	1	0	0,2	0	-1	0,3		-1		0,3
SLV20	1	1	1	0	0,2	0	-1	-0,3		-1		-0,3
SLV21	1	1	1	0	0,2	0	0,3	1		0,3		1
SLV22	1	1	1	0	0,2	0	0,3	-1		0,3		-1
SLV23	1	1	1	0	0,2	0	-0,3	1		-0,3		1
SLV24	1	1	1	0	0,2	0	-0,3	-1		-0,3		-1
SLV25	1	1	1	0,2	0,2	0	1	0,3	1	1	0,3	0,3
SLV26	1	1	1	0,2	0,2	0	1	-0,3	1	1	-0,3	-0,3
SLV27	1	1	1	0,2	0,2	0	-1	0,3	-1	-1	0,3	0,3
SLV28	1	1	1	0,2	0,2	0	-1	-0,3	-1	-1	-0,3	-0,3
SLV29	1	1	1	0,2	0,2	0	0,3	1	0,3	0,3	1	1
SLV30	1	1	1	0,2	0,2	0	0,3	-1	0,3	0,3	-1	-1
SLV31	1	1	1	0,2	0,2	0	-0,3	1	-0,3	-0,3	1	1
SLV32	1	1	1	0,2	0,2	0	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	-1

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
144 di 167

**20.1.3. Combinazioni SLE – Quasi Permanente – Caratteristica**

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	LM71 dx	LM71 sx	Accidentale	Inerzia sismica x	Inerzia sismica z	Inerzia sismica x - LM71 dx	Inerzia sismica x - LM71 sx	Inerzia sismica z - LM71 dx	Inerzia sismica z - LM71 sx
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
QP01	1	1	1	0	0	0						
CAR01	1	1	1	0	0	0						
CAR02	1	1	1	0	0	1						
CAR03	1	1	1	1	0	0						
CAR04	1	1	1	1	0	1						
CAR05	1	1	1	0	1	0						
CAR06	1	1	1	0	1	1						
CAR07	1	1	1	1	1	0						
CAR08	1	1	1	1	1	1						

**20.2. Calcolo delle sollecitazioni – diagrammi di involucro**

**20.2.1. Involuppo momento flettente SLU/SLV – STR**



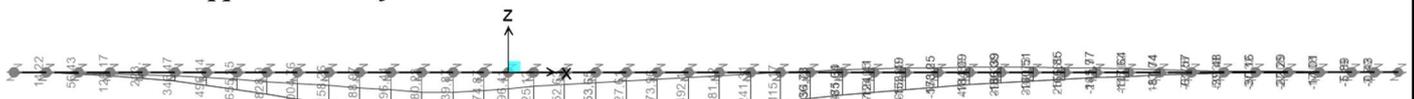
**20.2.2. Involuppo taglio SLU/SLV – STR**



**20.2.3. Involuppo momento flettente SLE – Quasi Permanente**

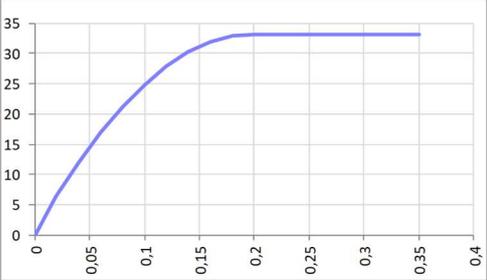
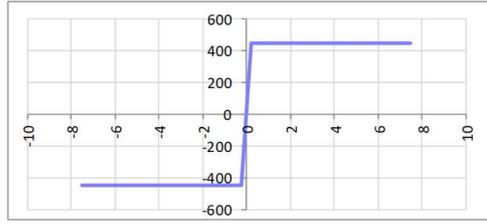
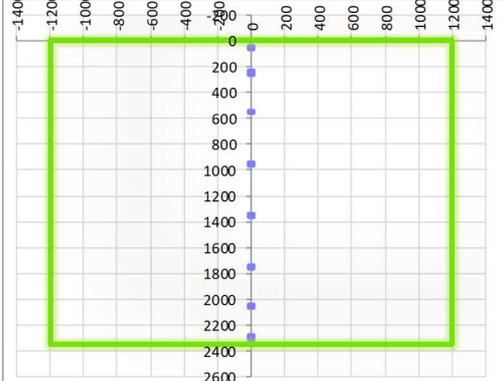


**20.2.4. Involuppo momento flettente SLE – Caratteristico**



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001Rev.  
AFoglio  
145 di 167**20.3. Verifiche della sezione**

CARATTERISTICHE MATERIALI																																																								
<b>Calcestruzzo:</b>																																																								
Classe	C32/40																																																							
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$\epsilon_{c2}$	0,200 %																																																							
$\epsilon_{c3}$	0,175 %																																																							
$\epsilon_{c4}$	0,070 %																																																							
$\epsilon_{cu}$	0,350 %																																																							
n	2,000																																																							
tipo cemento	N																																																							
																																																								
<b>Acciaio:</b>																																																								
Classe	B450C																																																							
Tipologia comportamer	EL-PL																																																							
$k = (f_t/f_y)_k$	1																																																							
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$\epsilon_{su}$	7,500 %																																																							
																																																								
<b>Coefficiente di omogenizzazione:</b>																																																								
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$																																																							
umidità relativa	75 %																																																							
giorno app. carico	15 giorni																																																							
periodo lungo termine	50 anni																																																							
coefficiente di viscosità	1,80																																																							
n, lungo termine =	10,20 = $E_s/E_{cm}$																																																							
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$ lungo termine																																																							
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$ breve termine																																																							
CARATTERISTICHE SEZIONE																																																								
<b>Sezione:</b>																																																								
B=	2400 mm																																																							
H=	2350 mm																																																							
<b>Armature:</b>																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Pos.</th> <th>n° barre</th> <th>∅ mm</th> <th>y<sub>i</sub> mm</th> <th>A<sub>s</sub> mm<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>13</td><td>10</td><td>55</td><td>1021,0176</td></tr> <tr><td>2</td><td>13</td><td>10</td><td>245</td><td>1021,0176</td></tr> <tr><td>3</td><td>13</td><td>10</td><td>2055</td><td>1021,0176</td></tr> <tr><td>4</td><td>13</td><td>10</td><td>2295</td><td>1021,0176</td></tr> <tr><td>5</td><td>8</td><td>10</td><td>550</td><td>628,31853</td></tr> <tr><td>6</td><td>8</td><td>10</td><td>950</td><td>628,31853</td></tr> <tr><td>7</td><td>8</td><td>10</td><td>1350</td><td>628,31853</td></tr> <tr><td>8</td><td>8</td><td>10</td><td>1750</td><td>628,31853</td></tr> <tr><td>9</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>10</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>	1	13	10	55	1021,0176	2	13	10	245	1021,0176	3	13	10	2055	1021,0176	4	13	10	2295	1021,0176	5	8	10	550	628,31853	6	8	10	950	628,31853	7	8	10	1350	628,31853	8	8	10	1750	628,31853	9				0	10				0	
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>																																																				
1	13	10	55	1021,0176																																																				
2	13	10	245	1021,0176																																																				
3	13	10	2055	1021,0176																																																				
4	13	10	2295	1021,0176																																																				
5	8	10	550	628,31853																																																				
6	8	10	950	628,31853																																																				
7	8	10	1350	628,31853																																																				
8	8	10	1750	628,31853																																																				
9				0																																																				
10				0																																																				

In considerazione del legame costitutivo del calcestruzzo secondo il quale la resistenza a trazione del materiale è nulla, le verifiche della sezione sono svolte trascurando la cavità della sezione e verificando che l'asse neutro non cada in corrispondenza dei piedritti.



### 20.3.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO				
Calsse calcestruzzo				C32/40
Resistenza cubica caratteristica	R <sub>ck</sub>			40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>			33,2 Mpa
ACCIAIO				
Tipologia				B450C
Reisitenza caratteristica allo snervamento				450 Mpa
COEFFICIENTI MATERIALE				
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>			1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>			0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>			1,15
GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b			700 mm
Altezza	h			2350 mm
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]
strato1		4	10	295
strato2		4	10	55
strato3		0	0	0
strato4		0	0	0
strato5		0	0	0
Area barre tese	A <sub>s</sub>			628 mm <sup>2</sup>
Posizione della barra equivalente	c*			175 mm
SOLLECITAZIONI				
Load Case				
Frame				
Azione assiale (+ di compressione)	N <sub>Ed</sub>			0 kN
Taglio	V <sub>Ed</sub>			649,85 kN
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Altezza utile della sezione	d			2175 mm
Coefficiente	k			1,30
Rapporto di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>			0,04%
Tensione assiale media	σ <sub>cp</sub>			0,00 N/mm <sup>2</sup>
	0.2 x f <sub>cd</sub>			3,76 N/mm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub>			0,30 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	V <sub>rd,min</sub>			456,80 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>			<b>456,80 kN</b>
Verifica				<b>1,42 E' necessario prevedere armatura a taglio</b>
ARMATURA A TAGLIO				
Diametro staffe	φ			14 mm
Numero braccia	n			4
Passo staffe	s			200 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	α			90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ			45 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ <sub>min</sub>			25,32 °
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO				
Coefficiente di riduzione per fessurazione	v <sub>1</sub>			0,5
Resistenza cilindrica di progetto	f <sub>cd</sub>			18,81333333 N/mm <sup>2</sup>
Area armatura a taglio	A <sub>st</sub>			615,75 mm <sup>2</sup>
	σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub>			0
Coefficiente di interazione	α <sub>cw</sub>			1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	V <sub>rd,s</sub>			<b>2358,26 kN</b>
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	V <sub>rd,c</sub>			<b>6444,74 kN</b>
<b>Resistenza al taglio</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>			<b>2358,26 kN</b>
Verifica				<b>0,28 Verifica soddisfatta</b>

La verifica a taglio viene svolta considerando che l'intera azione venga assorbita dai soli piedritti. Si considera l'armatura verticale dei piedritti funzionale ad assorbire anche l'azione di taglio.

### 20.3.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)						
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	<b>Aggressive</b>							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	<b>Poco sensibile</b>							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	CAR		0,0	1653,7	Msd<Mf	0,200	4173,87	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
Quasi permanente	QP		0,0	353,5	-0,58	65,15	-6,93	Sezione parzializzata
Caratteristica	CAR		0,0	1653,7	-2,71	304,72	-32,44	Sezione parzializzata

## 21. ANALISI STRUTTURALE IN DIREZIONE LONGITUDINALE - $\phi 1000$

L'analisi longitudinale dei tombini viene svolta schematizzandoli nella loro intera lunghezza come travi su suolo elastico alla Winkler. La costante di sottofondo è costante lungo l'asse del manufatto in relazione a quanto già esposto per l'analisi trasversale. Si esegue l'analisi per il tombino IN10351 che, avendo lunghezza maggiore, risulta maggiormente sollecitato.

### 21.1. Geometria e modellazione

#### 21.1.1.1. Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) schematizzando la sezione con elementi "beam" mutuamente incastrati aventi sezione scatolare equivalente a quella adottata per l'analisi trasversale.

#### 21.1.1.2. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di trave su letto di molle facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata nel seguente modo:

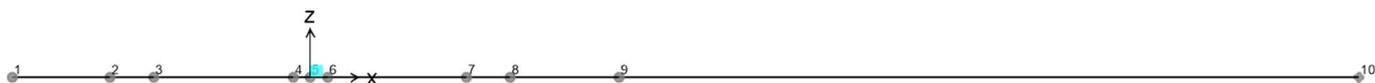
- $K_s$  = costante di sottofondo [ $F/L^3$ ]
- $b_t$  = interasse trasversale di competenza della generica molla
- $b_l$  = interasse longitudinale di competenza della generica molla (= 1.00 m)
- $W_s = K_s / (b_t \times b_l)$  = caratteristica elastica della generica molla

La costante di sottofondo adottata per la modellazione, funzione del tipo di terreno presente in sito, è pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Lo schema statico della struttura scatolare e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

#### Numerazione dei nodi:



#### Numerazione delle aste:



## 21.2. Analisi dei carichi

I carichi considerati sono i seguenti:

### 21.2.1. Peso proprio

$$pp = 1.54 \times 25 = 38.50 \text{ kN/m.}$$

### 21.2.2. Peso permanente - Rilevato

Lo spessore di rilevato nella zona della piattaforma ferroviaria è pari ad  $H_r$  meno lo spessore di ballast:

$$pr1 = (1.11 - 0.80) \times 24 \times 1.43 = 10.64 \text{ kN/m;}$$

### 21.2.3. Ballast e armamento

Si assume uno spessore costante di ballast pari a 0.80m:

$$pb = 0.80 \times 18 \times 1.43 = 20.59 \text{ kN/m;}$$

### 21.2.4. Carichi mobili ferroviari sulla soletta superiore

Per il calcolo dettagliato dell'analisi dei carichi mobili, si rimanda al capitolo specifico sviluppato per l'analisi trasversale.

Poiché i carichi dovuti al treno LM71 risultano maggiori rispetto a quelli del treno SW2, per il calcolo delle sollecitazioni verranno impiegati solamente i primi.

Si riportano di seguito i valori di sollecitazione applicati in asse soletta.

$$q_{LM71} = 72.83 \times 1.43 = 104.15 \text{ kN/m}$$

### 21.2.5. Carichi sismici

L'analisi sismica viene svolta considerando il sisma nella direzione verticale e longitudinale all'asse dello scatolare e applicando al modello di carico i sovraccarichi sismici verticali e i momenti generati dai carichi sismici longitudinali.

Il calcolo delle sollecitazioni inerziali viene determinato in analogia a quanto svolto per l'analisi trasversale.

#### **Sisma verticale:**

$$I_{h,z,pp} = 0.151 \times 38.50 = 5.81 \text{ kN/m}$$

$$I_{h,z,pperm,1} = 0.151 \times 10.64 = 1.61 \text{ kN/m}$$

$$I_{h,z,ballast} = 0.151 \times 20.59 = 3.11 \text{ kN/m}$$

L'azione inerziale in direzione verticale legata alle masse simiche dei treni di carico (pari al 20% dei treni di progetto) risulta pari a:

$$I_{q,z} = 0.151 \times 0.20 \times 104.15 = 3.15 \text{ kN/m}$$

#### **Sisma orizzontale:**

$$I_{g,h,pp} = 0.272 \times 38.50 \times 0.715 = 7.49 \text{ kNm/m}$$

$$I_{g,h,pperm,1} = 0.272 \times 10.64 \times 1.59 = 4.60 \text{ kNm/m}$$

$$I_{g,h,ballast} = 0.272 \times 20.59 \times 2.14 = 11.99 \text{ kNm/m}$$

L'azione inerziale in direzione orizzontale legata alle masse simiche dei treni di carico (pari al 20% dei treni di progetto) risulta pari a:

$$I_{q,h} = 0.272 \times 0.20 \times 104.15 \times 4.34 = 24.59 \text{ kNm/m}$$

### 21.3. Condizioni e combinazioni di carico adottate

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

Load	Tipo	Carico
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Peso rilevato
3	Gk	Peso ballast
4	Qk	Carico LM71 DX
5	Qk	Carico LM71 SX
6	Qk	Carico accidentale su stradello
7	Qk	Sisma x
8	Qk	Sisma z
9	Qk	Sisma x – LM71 DX
10	Qk	Sisma x – LM71 SX
11	Qk	Sisma x – LM71 DX
12	Qk	Sisma x – LM71 SX

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

I valori numerici riportati nelle colonne delle seguenti tabelle di combinazione indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la condizione elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni.

#### 21.3.1. Combinazioni SLU di tipo STR

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	LM71 dx	LM71 sx	Accidentale	Inerzia sismica x	Inerzia sismica z	Inerzia sismica x - LM71 dx	Inerzia sismica x - LM71 sx	Inerzia sismica z - LM71 dx	Inerzia sismica z - LM71 sx
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SLU1	1	1	1	0	0	0						
SLU2	1	1	1	0	0	1,5						
SLU3	1,35	1,35	1,5	0	0	0						
SLU4	1,35	1,35	1,5	0	0	1,5						
SLU5	1	1	1	1,45	0	0						
SLU6	1	1	1	1,45	0	1,5						
SLU7	1,35	1,35	1,5	1,45	0	0						
SLU8	1,35	1,35	1,5	1,45	0	1,5						
SLU9	1	1	1	0	1,45	0						
SLU10	1	1	1	0	1,45	1,5						
SLU11	1,35	1,35	1,5	0	1,45	0						
SLU12	1,35	1,35	1,5	0	1,45	1,5						
SLU13	1	1	1	1,45	1,45	0						
SLU14	1	1	1	1,45	1,45	1,5						
SLU15	1,35	1,35	1,5	1,45	1,45	0						
SLU16	1,35	1,35	1,5	1,45	1,45	1,5						

### 21.3.2. Combinazioni SLV

I coefficienti di combinazione SLV applicati ai singoli Load Case sono i medesimi sia per l'Approccio 1-Combinazione 1 che per l'Approccio 1-Combinazione 2.

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	LM71 dx	LM71 sx	Accidentale	Inerzia sismica x	Inerzia sismica z	Inerzia sismica x - LM71 dx	Inerzia sismica x - LM71 sx	Inerzia sismica z - LM71 dx	Inerzia sismica z - LM71 sx
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SLV1	1	1	1	0	0	0	1	0,3				
SLV2	1	1	1	0	0	0	1	-0,3				
SLV3	1	1	1	0	0	0	-1	0,3				
SLV4	1	1	1	0	0	0	-1	-0,3				
SLV5	1	1	1	0	0	0	0,3	1				
SLV6	1	1	1	0	0	0	0,3	-1				
SLV7	1	1	1	0	0	0	-0,3	1				
SLV8	1	1	1	0	0	0	-0,3	-1				
SLV9	1	1	1	0,2	0	0	1	0,3	1		0,3	
SLV10	1	1	1	0,2	0	0	1	-0,3	1		-0,3	
SLV11	1	1	1	0,2	0	0	-1	0,3	-1		0,3	
SLV12	1	1	1	0,2	0	0	-1	-0,3	-1		-0,3	
SLV13	1	1	1	0,2	0	0	0,3	1	0,3		1	
SLV14	1	1	1	0,2	0	0	0,3	-1	0,3		-1	
SLV15	1	1	1	0,2	0	0	-0,3	1	-0,3		1	
SLV16	1	1	1	0,2	0	0	-0,3	-1	-0,3		-1	
SLV17	1	1	1	0	0,2	0	1	0,3		1		0,3
SLV18	1	1	1	0	0,2	0	1	-0,3		1		-0,3
SLV19	1	1	1	0	0,2	0	-1	0,3		-1		0,3
SLV20	1	1	1	0	0,2	0	-1	-0,3		-1		-0,3
SLV21	1	1	1	0	0,2	0	0,3	1		0,3		1
SLV22	1	1	1	0	0,2	0	0,3	-1		0,3		-1
SLV23	1	1	1	0	0,2	0	-0,3	1		-0,3		1
SLV24	1	1	1	0	0,2	0	-0,3	-1		-0,3		-1
SLV25	1	1	1	0,2	0,2	0	1	0,3	1	1	0,3	0,3
SLV26	1	1	1	0,2	0,2	0	1	-0,3	1	1	-0,3	-0,3
SLV27	1	1	1	0,2	0,2	0	-1	0,3	-1	-1	0,3	0,3
SLV28	1	1	1	0,2	0,2	0	-1	-0,3	-1	-1	-0,3	-0,3
SLV29	1	1	1	0,2	0,2	0	0,3	1	0,3	0,3	1	1
SLV30	1	1	1	0,2	0,2	0	0,3	-1	0,3	0,3	-1	-1
SLV31	1	1	1	0,2	0,2	0	-0,3	1	-0,3	-0,3	1	1
SLV32	1	1	1	0,2	0,2	0	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	-1

### 21.3.3. Combinazioni SLE – Quasi Permanente – Caratteristica

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	LM71 dx	LM71 sx	Accidentale	Inerzia sismica x	Inerzia sismica z	Inerzia sismica x - LM71 dx	Inerzia sismica x - LM71 sx	Inerzia sismica z - LM71 dx	Inerzia sismica z - LM71 sx
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
QP01	1	1	1	0	0	0						
CAR01	1	1	1	0	0	0						
CAR02	1	1	1	0	0	1						
CAR03	1	1	1	1	0	0						
CAR04	1	1	1	1	0	1						
CAR05	1	1	1	0	1	0						
CAR06	1	1	1	0	1	1						
CAR07	1	1	1	1	1	0						
CAR08	1	1	1	1	1	1						

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

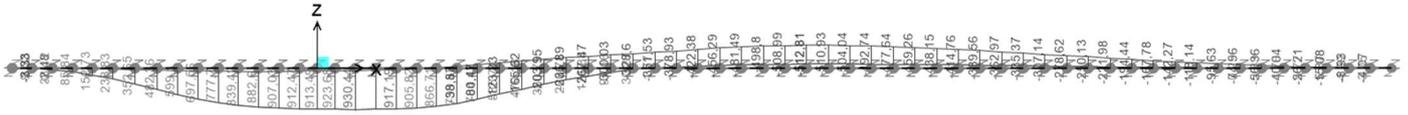
Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
153 di 167

## 21.4. Calcolo delle sollecitazioni – diagrammi di involucro

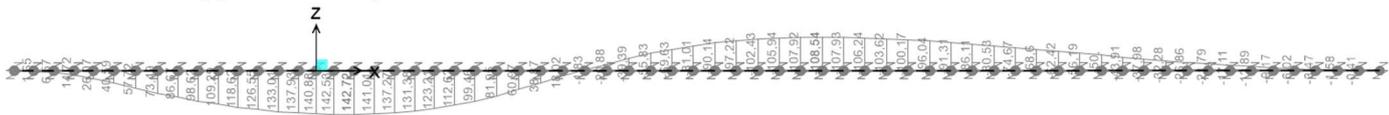
### 21.4.1. Involuppo momento flettente SLU/SLV – STR



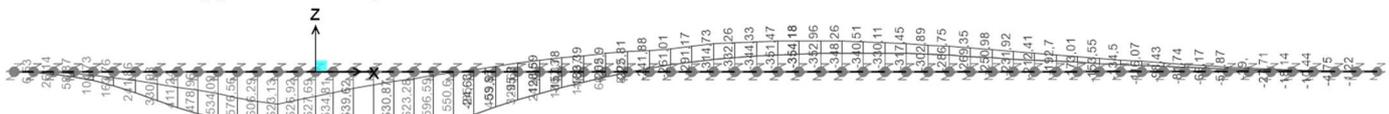
### 21.4.2. Involuppo taglio SLU/SLV – STR



### 21.4.3. Involuppo momento flettente SLE – Quasi Permanente



### 21.4.4. Involuppo momento flettente SLE – Caratteristico



Doc. N.

Progetto  
INOR

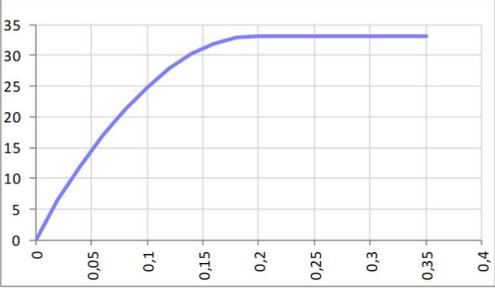
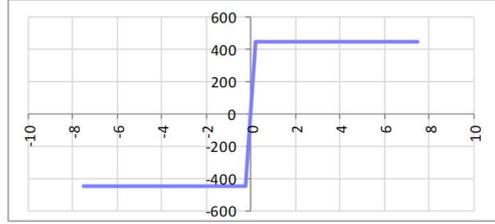
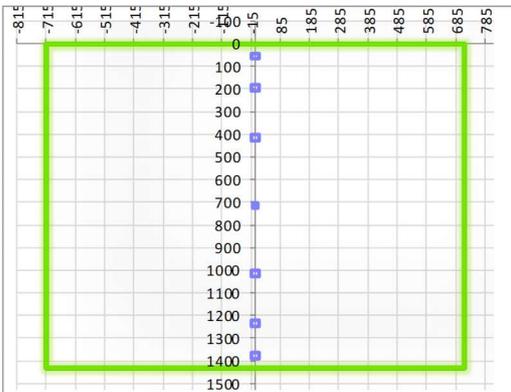
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL R188 04 001

Rev.  
A

Foglio  
154 di 167

### 21.5. Verifiche della sezione

CARATTERISTICHE MATERIALI				
<b>Calcestruzzo:</b>				
Classe	C32/40			
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>			
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{c2}$	0,200 %			
$\epsilon_{c3}$	0,175 %			
$\epsilon_{c4}$	0,070 %			
$\epsilon_{cu}$	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
<b>Acciaio:</b>				
Classe	B450C			
Tipologia comportament	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>			
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>			
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{su}$	7,500 %			
				
<b>Coefficiente di omogenizzazione:</b>				
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	1,87			
n, lungo termine =	10,58 = $E_s/E_{cm}$			
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$ lungo termine			
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$ breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE				
<b>Sezione:</b>				
B=	1430 mm			
H=	1430 mm			
<b>Armature:</b>				
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	As mm <sup>2</sup>
1	8	10	55	628,31853
2	8	10	195	628,31853
3	10	10	1235	785,39816
4	10	10	1375	785,39816
5	8	10	415	628,31853
6	4	10	715	314,15927
7	8	10	1015	628,31853
8				0
9				0
10				0
				

In considerazione del legame costitutivo del calcestruzzo secondo il quale la resistenza a trazione del materiale è nulla, le verifiche della sezione sono svolte trascurando la cavità della sezione e verificando che l'asse neutro non cada in corrispondenza dei piedritti.



**21.5.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio**

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Reisitenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	500 mm			
Altezza	h	1430 mm			
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm <sup>2</sup> ]
strato1		4	10	195	314
strato2		4	10	55	314
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	$A_s$	628 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	c*	125 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	0 kN
Taglio	$V_{Ed}$	309,76 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	1305 mm
Coefficiente	k	1,39
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,10%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	$V_{min}$	0,33 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	215,99 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>215,99 kN</b>
Verifica		<b>1,43 E' necessario prevedere armatura a taglio</b>

ARMATURA A TAGLIO		
Diametro staffe	$\phi$	12 mm
Numero braccia	n	4
Passo staffe	s	200 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	$\alpha$	90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta$	45 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta_{min}$	25,71 °

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO		
Coefficiente di riduzione per fessurazione	$v_1$	0,5
Resistenza cilindrica di progetto	$f_{cd}$	18,81333333 N/mm <sup>2</sup>
Area armatura a taglio	$A_{st}$	452,39 mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{cp}/f_{cd}$	0
Coefficiente di interazione	$\alpha_{cw}$	1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	$V_{rds}$	<b>1039,56 kN</b>
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	$V_{rcd}$	<b>2762,03 kN</b>
<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>1039,56 kN</b>
Verifica		<b>0,30 Verifica soddisfatta</b>

La verifica a taglio viene svolta considerando che l'intera azione venga assorbita dai soli piedritti. Si considera l'armatura verticale dei piedritti funzionale ad assorbire anche l'azione di taglio.

### 21.5.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]		
Caratteristica	CAR		0,0	634,8	Msd<Mf	0,200	6868,53	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
Quasi permanente	QP		0,0	142,7	-0,78	60,70	-8,80	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR		0,0	634,8	-3,47	269,99	-39,15	Sezione parzializzata	

## 22. ANALISI STRUTTURALE IN DIREZIONE LONGITUDINALE - $\phi 600$

L'analisi longitudinale dei tombini viene svolta schematizzandoli nella loro intera lunghezza come travi su suolo elastico alla Winkler. La costante di sottofondo è costante lungo l'asse del manufatto in relazione a quanto già esposto per l'analisi trasversale.

### 22.1. Geometria e modellazione

#### 22.1.1.1. Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) schematizzando la sezione con elementi "beam" mutuamente incastrati aventi sezione scatolare equivalente a quella adottata per l'analisi trasversale.

#### 22.1.1.2. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di trave su letto di molle facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata nel seguente modo:

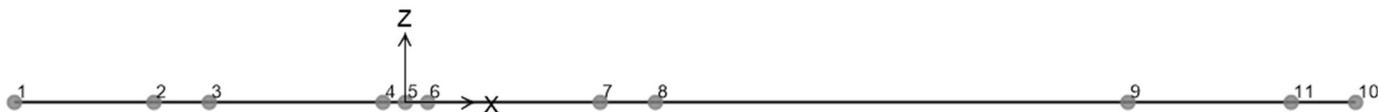
- $K_s$  = costante di sottofondo [ $F/L^3$ ]
- $b_t$  = interasse trasversale di competenza della generica molla
- $b_l$  = interasse longitudinale di competenza della generica molla (= 1.00 m)
- $W_s = K_s / (b_t \times b_l)$  = caratteristica elastica della generica molla

La costante di sottofondo adottata per la modellazione, funzione del tipo di terreno presente in sito, è pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Lo schema statico della struttura scatolare e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

#### Numerazione dei nodi:



#### Numerazione delle aste:



## 22.2. Analisi dei carichi

I carichi considerati sono i seguenti:

### 22.2.1. Peso proprio

$$pp = 0.97 \times 25 = 24.25 \text{ kN/m.}$$

### 22.2.2. Peso permanente - Rilevato

Lo spessore di rilevato nella zona della piattaforma ferroviaria è pari ad  $H_r$  meno lo spessore di ballast:

$$pr1 = (1.17 - 0.80) \times 24 \times 1.12 = 9.95 \text{ kN/m;}$$

Per la zona sotto stradello si assume un ricoprimento di 30 cm, applicato su tutta la zona fino a raccordarsi con il carico triangolare ferroviario:

$$pr2 = 0.30 \times 20 \times 1.12 = 6.72 \text{ kN/m.}$$

### 22.2.3. Ballast e armamento

Si assume uno spessore costante di ballast pari a 0.80m:

$$pb = 0.80 \times 18 \times 1.12 = 16.13 \text{ kN/m;}$$

### 22.2.4. Carichi mobili ferroviari sulla soletta superiore

Per il calcolo dettagliato dell'analisi dei carichi mobili, si rimanda al capitolo specifico sviluppato per l'analisi trasversale.

Poiché i carichi dovuti al treno LM71 risultano maggiori rispetto a quelli del treno SW2, per il calcolo delle sollecitazioni verranno impiegati solamente i primi.

Si riportano di seguito i valori di sollecitazione applicati in asse soletta.

$$q_{LM71} = 73.55 \times 1.12 = 82.38 \text{ kN/m}$$

### 22.2.5. Carichi mobili stradali sulla soletta superiore

Trattandosi di uno stradello di servizio, i carichi mobili stradali vengono considerati applicando un sovraccarico pari a  $20 \text{ kN/m}^2$  su tutta l'area carrabile.

$$q_{acc} = 20 \times 1.12 = 22.40 \text{ kN/m.}$$

### 22.2.6. Carichi sismici

L'analisi sismica viene svolta considerando il sisma nella direzione verticale e longitudinale all'asse dello scatolare e applicando al modello di carico i sovraccarichi sismici verticali e i momenti generati dai carichi sismici longitudinali.

Il calcolo delle sollecitazioni inerziali viene determinato in analogia a quanto svolto per l'analisi trasversale.

#### **Sisma verticale:**

$$I_{h,z,pp} = 0.149 \times 24.25 = 3.61 \text{ kN/m}$$

$$I_{h,z,pperm,l} = 0.149 \times 9.95 = 1.48 \text{ kN/m}$$

$$I_{h,z,pperm,2} = 0.149 \times 6.72 = 1.00 \text{ kN/m}$$

$$I_{h,z,ballast} = 0.149 \times 16.13 = 2.40 \text{ kN/m}$$

L'azione inerziale in direzione verticale legata alle masse simiche dei treni di carico (pari al 20% dei treni di progetto) risulta pari a:

$$I_{q,z} = 0.149 \times 0.20 \times 82.38 = 2.45 \text{ kN/m}$$

### **Sisma orizzontale:**

$$I_{g,h,pp} = 0.270 \times 24.25 \times 0.56 = 3.67 \text{ kNm/m}$$

$$I_{g,h,pperm,1} = 0.270 \times 9.95 \times 1.31 = 3.52 \text{ kNm/m}$$

$$I_{g,h,pperm,2} = 0.270 \times 6.72 \times 1.27 = 2.30 \text{ kNm/m}$$

$$I_{g,h,ballast} = 0.270 \times 16.13 \times 1.89 = 8.23 \text{ kNm/m}$$

L'azione inerziale in direzione orizzontale legata alle masse simiche dei treni di carico (pari al 20% dei treni di progetto) risulta pari a:

$$I_{q,h} = 0.270 \times 0.20 \times 82.38 \times 4.09 = 18.19 \text{ kNm/m}$$

## **22.3. Condizioni e combinazioni di carico adottate**

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

Load	Tipo	Carico
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Peso rilevato
3	Gk	Peso ballast
4	Qk	Carico LM71 DX
5	Qk	Carico LM71 SX
6	Qk	Carico accidentale su stradello
7	Qk	Sisma x
8	Qk	Sisma z
9	Qk	Sisma x – LM71 DX
10	Qk	Sisma x – LM71 SX
11	Qk	Sisma x – LM71 DX
12	Qk	Sisma x – LM71 SX

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

I valori numerici riportati nelle colonne delle seguenti tabelle di combinazione indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la condizione elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni.

**22.3.1. Combinazioni SLU di tipo STR**

n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	LM71 dx	LM71 sx	Accidentale	Inerzia sismica x	Inerzia sismica z	Inerzia sismica x - LM71 dx	Inerzia sismica x - LM71 sx	Inerzia sismica z - LM71 dx	Inerzia sismica z - LM71 sx
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SLU1	1	1	1	0	0	0						
SLU2	1	1	1	0	0	1,5						
SLU3	1,35	1,35	1,5	0	0	0						
SLU4	1,35	1,35	1,5	0	0	1,5						
SLU5	1	1	1	1,45	0	0						
SLU6	1	1	1	1,45	0	1,5						
SLU7	1,35	1,35	1,5	1,45	0	0						
SLU8	1,35	1,35	1,5	1,45	0	1,5						
SLU9	1	1	1	0	1,45	0						
SLU10	1	1	1	0	1,45	1,5						
SLU11	1,35	1,35	1,5	0	1,45	0						
SLU12	1,35	1,35	1,5	0	1,45	1,5						
SLU13	1	1	1	1,45	1,45	0						
SLU14	1	1	1	1,45	1,45	1,5						
SLU15	1,35	1,35	1,5	1,45	1,45	0						
SLU16	1,35	1,35	1,5	1,45	1,45	1,5						

**22.3.2. Combinazioni SLV**

I coefficienti di combinazione SLV applicati ai singoli Load Case sono i medesimi sia per l'Approccio 1-Combinazione 1 che per l'Approccio 1-Combinazione 2.

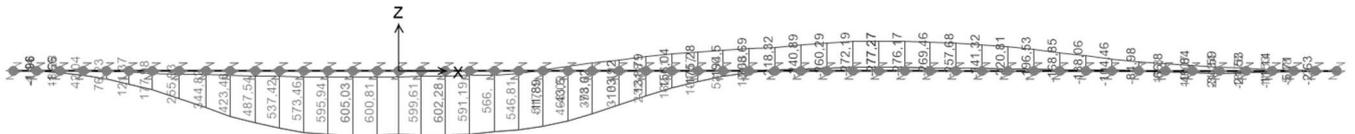
n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	LM71 dx	LM71 sx	Accidentale	Inerzia sismica x	Inerzia sismica z	Inerzia sismica x - LM71 dx	Inerzia sismica x - LM71 sx	Inerzia sismica z - LM71 dx	Inerzia sismica z - LM71 sx
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SLV1	1	1	1	0	0	0	1	0,3				
SLV2	1	1	1	0	0	0	1	-0,3				
SLV3	1	1	1	0	0	0	-1	0,3				
SLV4	1	1	1	0	0	0	-1	-0,3				
SLV5	1	1	1	0	0	0	0,3	1				
SLV6	1	1	1	0	0	0	0,3	-1				
SLV7	1	1	1	0	0	0	-0,3	1				
SLV8	1	1	1	0	0	0	-0,3	-1				
SLV9	1	1	1	0,2	0	0	1	0,3	1		0,3	
SLV10	1	1	1	0,2	0	0	1	-0,3	1		-0,3	
SLV11	1	1	1	0,2	0	0	-1	0,3	-1		0,3	
SLV12	1	1	1	0,2	0	0	-1	-0,3	-1		-0,3	
SLV13	1	1	1	0,2	0	0	0,3	1	0,3		1	
SLV14	1	1	1	0,2	0	0	0,3	-1	0,3		-1	
SLV15	1	1	1	0,2	0	0	-0,3	1	-0,3		1	
SLV16	1	1	1	0,2	0	0	-0,3	-1	-0,3		-1	
SLV17	1	1	1	0	0,2	0	1	0,3		1		0,3
SLV18	1	1	1	0	0,2	0	1	-0,3		1		-0,3
SLV19	1	1	1	0	0,2	0	-1	0,3		-1		0,3
SLV20	1	1	1	0	0,2	0	-1	-0,3		-1		-0,3
SLV21	1	1	1	0	0,2	0	0,3	1		0,3		1
SLV22	1	1	1	0	0,2	0	0,3	-1		0,3		-1
SLV23	1	1	1	0	0,2	0	-0,3	1		-0,3		1
SLV24	1	1	1	0	0,2	0	-0,3	-1		-0,3		-1
SLV25	1	1	1	0,2	0,2	0	1	0,3	1	1	0,3	0,3
SLV26	1	1	1	0,2	0,2	0	1	-0,3	1	1	-0,3	-0,3
SLV27	1	1	1	0,2	0,2	0	-1	0,3	-1	-1	0,3	0,3
SLV28	1	1	1	0,2	0,2	0	-1	-0,3	-1	-1	-0,3	-0,3
SLV29	1	1	1	0,2	0,2	0	0,3	1	0,3	0,3	1	1
SLV30	1	1	1	0,2	0,2	0	0,3	-1	0,3	0,3	-1	-1
SLV31	1	1	1	0,2	0,2	0	-0,3	1	-0,3	-0,3	1	1
SLV32	1	1	1	0,2	0,2	0	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	-1

**22.3.3. Combinazioni SLE – Quasi Permanente – Caratteristica**

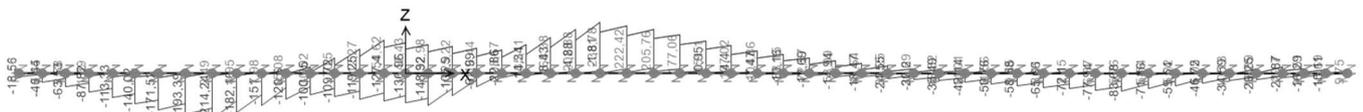
n° CC	P.P	Rilevato	Ballast	LM71 dx	LM71 sx	Accidentale	Inerzia sismica x	Inerzia sismica z	Inerzia sismica x - LM71 dx	Inerzia sismica x - LM71 sx	Inerzia sismica z - LM71 dx	Inerzia sismica z - LM71 sx
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
QP01	1	1	1	0	0	0						
CAR01	1	1	1	0	0	0						
CAR02	1	1	1	0	0	1						
CAR03	1	1	1	1	0	0						
CAR04	1	1	1	1	0	1						
CAR05	1	1	1	0	1	0						
CAR06	1	1	1	0	1	1						
CAR07	1	1	1	1	1	0						
CAR08	1	1	1	1	1	1						

**22.4. Calcolo delle sollecitazioni – diagrammi di involuppo**

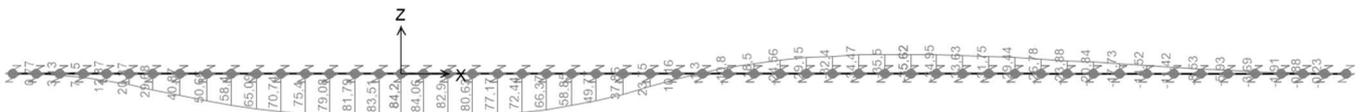
**22.4.1. Involuppo momento flettente SLU/SLV – STR**



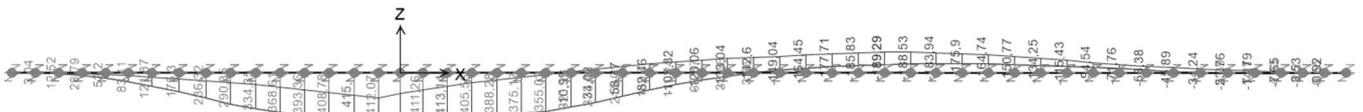
**22.4.2. Involuppo taglio SLU/SLV – STR**



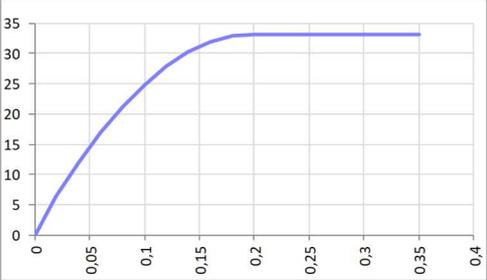
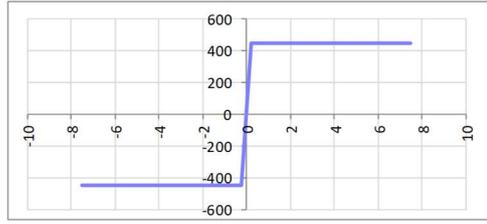
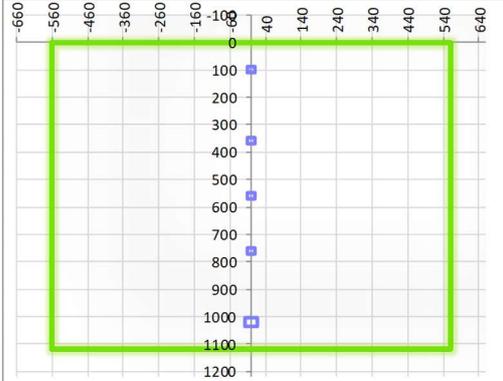
**22.4.3. Involuppo momento flettente SLE – Quasi Permanente**



**22.4.4. Involuppo momento flettente SLE – Caratteristico**



### 22.5. Verifiche della sezione

CARATTERISTICHE MATERIALI																																																								
<b>Calcestruzzo:</b>																																																								
Classe	C32/40																																																							
$R_{ck}$	40,00 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ck}$	33,20 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{cm}$	41,20 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctm}$	3,10 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{ctm}$	3,72 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$E_{cm}$	33642,78 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$\epsilon_{c2}$	0,200 %																																																							
$\epsilon_{c3}$	0,175 %																																																							
$\epsilon_{c4}$	0,070 %																																																							
$\epsilon_{cu}$	0,350 %																																																							
n	2,000																																																							
tipo cemento	N																																																							
																																																								
<b>Acciaio:</b>																																																								
Classe	B450C																																																							
Tipologia comportamer	EL-PL																																																							
$k = (f_t/f_y)_k$	1																																																							
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>																																																							
$\epsilon_{su}$	7,500 %																																																							
																																																								
<b>Coefficiente di omogenizzazione:</b>																																																								
n, breve termine	5,66 = $E_s/E_c$																																																							
umidità relativa	75 %																																																							
giorno app. carico	15 giorni																																																							
periodo lungo termine	50 anni																																																							
coefficiente di viscosità	1,91																																																							
n, lungo termine =	10,79 = $E_s/E_{cm}$																																																							
n, verifiche QP	15,0 = $E_s/E_{cm}$ lungo termine																																																							
n, verifiche CAR	15,0 = $E_s/E_{cm}$ breve termine																																																							
CARATTERISTICHE SEZIONE																																																								
<b>Sezione:</b>																																																								
B=	1120 mm																																																							
H=	1120 mm																																																							
<b>Armature:</b>																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Pos.</th> <th>n° barre</th> <th>∅ mm</th> <th>y<sub>i</sub> mm</th> <th>A<sub>s</sub> mm<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>5</td><td>12</td><td>100</td><td>565,48668</td></tr> <tr><td>2</td><td>9</td><td>12</td><td>1020</td><td>1017,876</td></tr> <tr><td>3</td><td>4</td><td>12</td><td>360</td><td>452,38934</td></tr> <tr><td>4</td><td>4</td><td>12</td><td>560</td><td>452,38934</td></tr> <tr><td>5</td><td>4</td><td>12</td><td>760</td><td>452,38934</td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>7</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>8</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>9</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>10</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>	1	5	12	100	565,48668	2	9	12	1020	1017,876	3	4	12	360	452,38934	4	4	12	560	452,38934	5	4	12	760	452,38934	6				0	7				0	8				0	9				0	10				0	
Pos.	n° barre	∅ mm	y <sub>i</sub> mm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>																																																				
1	5	12	100	565,48668																																																				
2	9	12	1020	1017,876																																																				
3	4	12	360	452,38934																																																				
4	4	12	560	452,38934																																																				
5	4	12	760	452,38934																																																				
6				0																																																				
7				0																																																				
8				0																																																				
9				0																																																				
10				0																																																				

In considerazione del legame costitutivo del calcestruzzo secondo il quale la resistenza a trazione del materiale è nulla, le verifiche della sezione sono svolte trascurando la cavità della sezione e verificando che l'asse neutro non cada in corrispondenza dei piedritti.



### 22.5.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Reisitenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	400 mm			
Altezza	h	1120 mm			
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm <sup>2</sup> ]
strato1		2	12	100	226
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	$A_s$	226 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	c*	100 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	0 kN
Taglio	$V_{Ed}$	238,78 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	1020 mm
Coefficiente	k	1,44
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,06%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,76 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0,35 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	142,60 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>142,60 kN</b>
Verifica		<b>1,67</b> <i>E' necessario prevedere armatura a taglio</i>

ARMATURA A TAGLIO		
Diametro staffe	$\phi$	12 mm
Numero braccia	n	2
Passo staffe	s	200 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	$\alpha$	90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta$	45 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta_{min}$	21,80 °

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO		
Coefficiente di riduzione per fessurazione	$v_1$	0,5
Resistenza cilindrica di progetto	$f_{cd}$	18,81333333 N/mm <sup>2</sup>
Area armatura a taglio	$A_{st}$	226,19 mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{cp}/f_{cd}$	0
Coefficiente di interazione	$\alpha_{cw}$	1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	$V_{rds}$	406,27 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	$V_{rcd}$	1727,06 kN
<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>406,27 kN</b>
Verifica		<b>0,59</b> <i>Verifica soddisfatta</i>

La verifica a taglio viene svolta considerando che l'intera azione venga assorbita dai soli piedritti. Si considera l'armatura verticale dei piedritti funzionale ad assorbire anche l'azione di taglio.

### 22.5.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	MO - Mf [kNm]		
Caratteristica	CAR		0,0	415,0	Msd<Mf	0,200	8777,80	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
Quasi permanente	QP		0,0	84,2	-0,96	63,86	-6,67	Sezione parzializzata	
Caratteristica	CAR		0,0	415,0	-4,71	314,76	-32,86	Sezione parzializzata	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL RI88 04 001

Rev.  
A

Foglio  
167 di 167

## 23. RIFERIMENTI

### 23.1. Documenti referenziati

Rif. [1] Cepav due, documento n° INOR 12 E E2 RB RI88 00 001, intitolato "RI88 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 106+304,000 A PK 107+684,000 - RELAZIONE GEOTECNICA".

### 23.2. Documenti correlati

Non sono presenti documenti correlati.

### 23.3. Documenti superati

Non sono presenti documenti superati.