

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

IV40 – CVF BRESCIA EST SU LINEA STORICA pk 106+100,000
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due	
Data: _____	Data: _____

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

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	G.Comaita	19/07/19	C.Beltrami	19/07/19	Liani	19/07/19	Dott. Ing. Carlo M.A. BELTRAMI Ordine Ingegneri Milano n. A21004 Data: 09/07/2020
B	Revisione Interna	G.Comaita	09/07/20	C.Beltrami	09/07/20	Liani	09/07/20	
C								

CIG. 751447334A

File: INOR12EE2CLIV40A0001B_02.docx



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
2 di 165

INDICE

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	7
2.	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	9
3.	INQUADRAMENTO DELL'OPERA.....	10
4.	NORMATIVE E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO.....	10
1.1	NORMATIVE.....	10
1.2	SPECIFICHE TECNICHE.....	11
2.	CRITERI DI CALCOLO.....	12
2.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	12
2.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	13
2.2.1	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU.....</i>	<i>13</i>
2.2.2	<i>Combinazioni per la verifica allo SLE.....</i>	<i>14</i>
3.	MATERIALI.....	14
3.1	CALCESTRUZZO PER MAGRONE.....	14
3.2	CALCESTRUZZO PER PALI.....	14
3.3	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI.....	15
3.4	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI GA.....	15
3.5	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONE SPALLA IV40.....	15
3.6	CALCESTRUZZO PER TRAVI E SOLETTA.....	16
3.7	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI MURI AD U.....	16
3.8	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE MURI AD U.....	17
3.9	ACCIAIO PER ARMATURA LENTA.....	17
3.10	DURABILITÀ.....	18
3.10.1	<i>Ambiente di riferimento.....</i>	<i>18</i>
3.10.2	<i>Copriferro di progetto.....</i>	<i>19</i>
3.10.3	<i>Limiti fessurativi.....</i>	<i>21</i>
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	22
5.	ANALISI DEI CARICHI.....	23

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 3 di 165
5.1	PREMESSA.....				23
5.2	PESI PROPRI STRUTTURALI				24
5.3	CARICHI PERMANENTI PORTATI				29
5.3.1	<i>Cavalcaferrovia</i>				29
5.3.2	<i>Galleria artificiale</i>				30
5.3.3	<i>Muro ad U 1</i>				32
5.3.4	<i>Muro ad U 2</i>				32
5.4	AZIONI DA TRAFFICO STRADALE				33
5.4.1	<i>Carichi verticali</i>				33
5.4.2	<i>Frenatura/Avviamento</i>				33
5.5	AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO				34
5.5.1	<i>Azioni verticali</i>				34
5.5.2	<i>Serpeggio</i>				36
5.6	SOVRACCARICO SU RILEVATO.....				36
5.7	SOVRACCARICO SU MARCIAPIEDI.....				36
5.8	VENTO				37
5.9	AZIONE SISMICA				40
5.10	VARIAZIONI TERMICHE				41
5.11	SPINTA DELLE TERRE				42
5.12	RITIRO E VISCOSITÀ				45
5.12.1	<i>Parametri e dati di calcolo</i>				45
5.12.2	<i>Cavalcaferrovia – Ritiro uniforme trave-soletta</i>				53
5.12.3	<i>Cavalcaferrovia – Ritiro differenziale trave-soletta</i>				53
5.12.4	<i>Galleria artificiale</i>				54
6.	COMBINAZIONI DI PROGETTO.....				55
7.	MODELLO FEM.....				58
7.1	SOFTWARE ADOTTATO.....				58
7.2	ASPETTI GENERALI				58

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 4 di 165
7.3	CARICHI.....				60
7.4	VINCOLI.....				60
7.5	SINTESI DEI RISULTATI.....				61
7.5.1	CONCIO 6 – Fondazione				61
7.5.2	CONCIO 6 – Parete SX.....				64
7.5.3	CONCIO 6 – Parete DX.....				67
7.5.4	CONCIO 6 – Copertura.....				70
7.5.5	IV40 – Impalcato				73
7.5.6	IV40 – Muro frontale spalla				76
7.5.7	IV40 – Pali di fondazione				79
7.5.8	Muro ad U 1 - Elevazione (muro di destra).....				80
7.5.9	Muro ad U 1 - Fondazione				82
7.5.10	Muro ad U 2 - Elevazione (muro di destra).....				85
7.5.11	Muro ad U 2 - Fondazione				87
7.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI				90
8.	VERIFICHE STRUTTURALI				91
8.1	CONCIO 6 – FONDAZIONE				91
8.1.1	SLU – Pressoflessione				91
8.1.2	SLU – Taglio.....				94
8.1.3	SLE – Tensionale				95
8.1.4	SLE – Fessurazione				97
8.2	CONCIO 6 – PARETI				98
8.2.1	SLU – Pressoflessione				98
8.2.2	SLU – Taglio.....				103
8.2.3	SLE – Tensionale				104
8.2.4	SLE – Fessurazione				108
8.3	CONCIO 6 – COPERTURA				109
8.3.1	SLU – Pressoflessione				109

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 5 di 165
8.3.2	SLU – Taglio.....				113
8.3.3	SLE – Tensionale.....				114
8.3.4	SLE – Fessurazione.....				117
8.4	IV40 – IMPALCATO.....				118
8.4.1	SLU – Pressoflessione.....				118
8.4.2	SLU – Taglio.....				122
8.4.3	SLE – Tensionale.....				123
8.4.4	SLE – Fessurazione.....				126
8.5	IV40 – TRAVI PREFABBRICATE.....				127
8.5.1	SLU – Pressoflessione.....				127
8.5.2	SLU – Taglio.....				128
8.6	IV40 – MURO FRONTALE SPALLA.....				130
8.6.1	SLU – Pressoflessione.....				130
8.6.2	SLU – Taglio.....				133
8.6.3	SLE – Tensionale.....				134
8.6.4	SLE – Fessurazione.....				136
8.7	IV40 – FONDAZIONE SPALLA.....				137
8.7.1	SLU – Flessione.....				137
8.7.2	SLE – Fessurazione.....				139
8.8	IV40 – PALI DI FONDAZIONE.....				141
8.8.1	SLU – Pressoflessione.....				141
8.8.2	SLU – Taglio.....				142
8.8.3	SLE – Tensionale.....				144
8.8.4	SLE – Fessurazione.....				145
8.9	MURO AD U 1 - ELEVAZIONE.....				146
8.9.1	SLU – Flessione.....				146
8.9.2	SLU – Taglio.....				147
8.9.3	SLE – Fessurazione.....				148

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 6 di 165
8.10	MURO AD U 1 - FONDAZIONE.....				149
8.10.1	SLU – Flessione.....				149
8.10.2	SLU – Taglio.....				150
8.10.3	SLE – Fessurazione.....				151
8.11	MURO AD U 2 - ELEVAZIONE.....				152
8.11.1	SLU – Flessione.....				152
8.11.2	SLU – Taglio.....				153
8.11.3	SLE – Fessurazione.....				154
8.12	MURO AD U 2 - FONDAZIONE.....				155
8.12.1	SLU – Flessione.....				155
8.12.2	SLU – Taglio.....				156
8.12.3	SLE – Fessurazione.....				157
	VERIFICHE GEOTECNICHE.....				158
8.13	PREMESSA.....				158
8.14	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE.....				159
8.15	CAPACITÀ PORTANTE A CARICHI TRASVERSALI.....				163

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito della progettazione esecutiva dell'Interconnessione BS-Est in affiancamento alla linea ferroviaria storica Mi-VR, nel Comune di Mazzano, il presente documento ha per oggetto l'analisi e la verifica strutturale del cavalcaferrovia IV40 e del concio della galleria artificiale cui si connette monoliticamente.

Il concio della galleria artificiale, del tutto analogo a quello tipico, presenta una sezione rettangolare di dimensioni (fuori tutto) BxH=12.60m x 11.15m; lo spessore della soletta di fondo è pari a 1.60m mentre tutte le elevazioni (pareti e soletta) hanno uno spessore di 1.20m.

In sommità alla parete lato ferrovia storica si innesta la struttura di impalcato del cavalcaferrovia, costituita da n.5 travi prefabbricate a "T" rovescio di altezza 1.00m, solidarizzate in opera mediante un getto di calcestruzzo di spessore 0.20m. L'impalcato "finito" risulta pertanto dello stesso spessore della galleria (1.20m).

Oltre che sulla galleria, l'impalcato poggia su una spalla che richiama le dimensioni della galleria: muri di spessore 1.20m (frontale) e 1.00m (andatore) impostati su platea da 1.40m. Anche la spalla è resa solidale con l'impalcato a formare, nei fatti, una galleria monolitica a doppia canna.

La spalla risulta fondata su pali di grosso diametro ($\phi 1200$), di lunghezza 28.00m.

Nella parte posteriore della spalla sono presenti due muri a U, aventi lo scopo di collegare la spalla e la collina. Al loro interno è presente la sede stradale che prosegue verso monte.

Per i dettagli e le geometrie di rimanda agli elaborati grafici.



Figura 1 – Planimetria di inquadramento

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
8 di 165

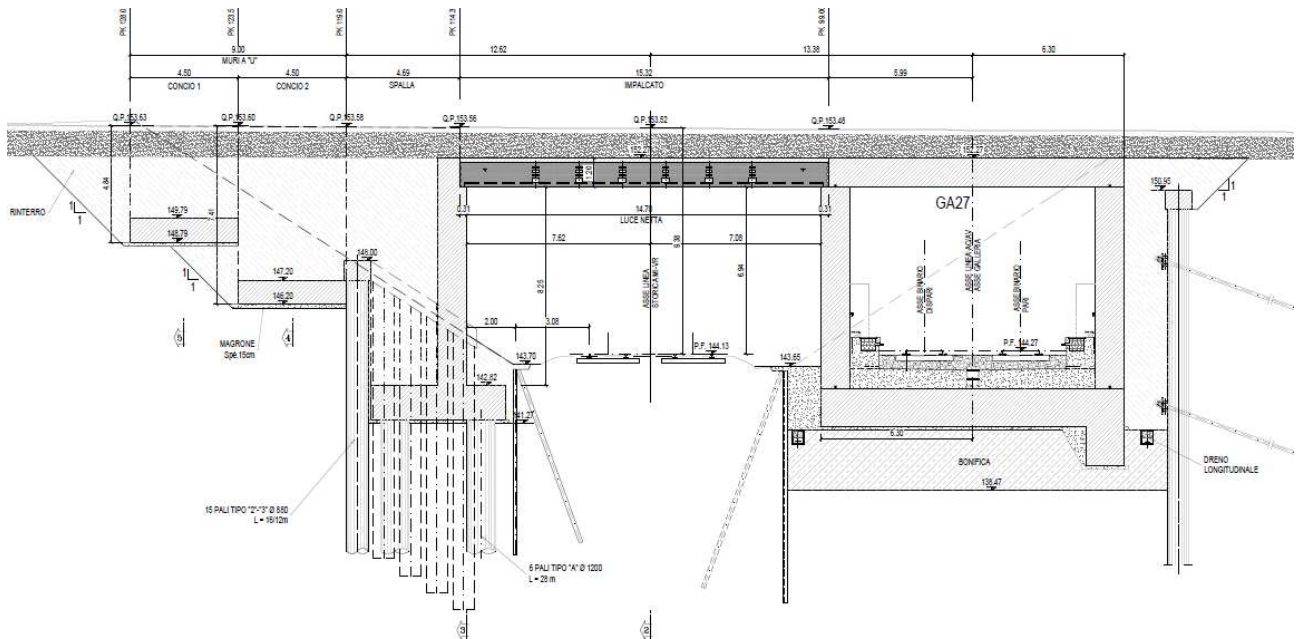


Figura 2 – Sezione longitudinale

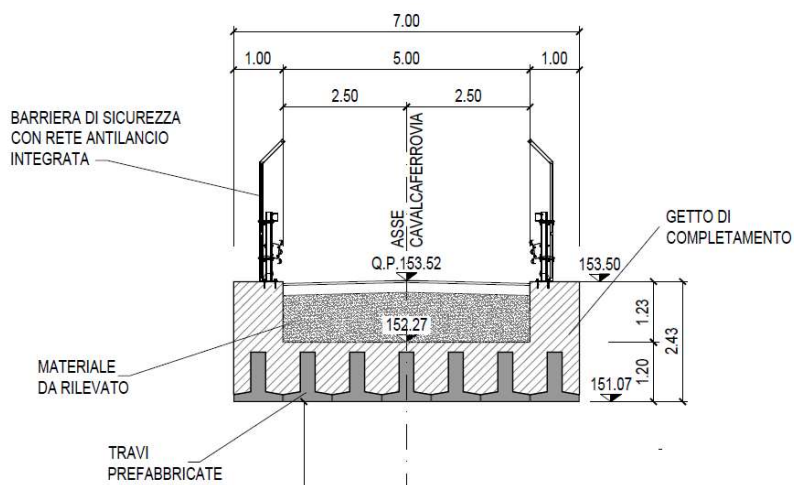


Figura 3 – Sezione trasversale

2. ELABORATI DI RIFERIMENTO

Nel seguito si riporta l'elenco elaborati della WBS IV40 da cui la presente relazione costituisce parte integrante.

CODICE											DESCRIZIONE
IN0R	12	E	E2	R	O	IV	40	0	0	001	Relazione generale
IN0R	12	E	E2	R	O	IV	40	0	0	002	Relazione tecnico-descrittiva
IN0R	12	E	E2	R	O	IV	40	0	0	003	Relazione di confronto PD/PE
IN0R	12	E	E2	R	B	IV	40	0	0	001	Relazione geotecnica
IN0R	12	E	E2	C	L	IV	40	A	0	001	Relazione di calcolo strutture
IN0R	12	E	E2	C	L	IV	40	A	1	001	Relazione di calcolo opere di sostegno degli scavi propedeutiche alla realizzazione della spalla
IN0R	12	E	E2	C	L	IV	40	A	1	002	Opere di sostegno degli scavi - Tabulati di calcolo
IN0R	12	E	E2	4	T	IV	40	0	0	001	Tabella materiali
IN0R	12	E	E2	P	8	IV	40	0	0	001	Planimetria di progetto
IN0R	12	E	E2	P	8	IV	40	0	0	002	Planimetria di tracciamento
IN0R	12	E	E2	F	7	IV	40	0	0	001	Profilo longitudinale generale dell'opera
IN0R	12	E	E2	W	9	IV	40	C	0	001	Sezioni trasversali rampe - tav. 1/5
IN0R	12	E	E2	W	9	IV	40	C	0	002	Sezioni trasversali rampe - tav. 2/5
IN0R	12	E	E2	W	9	IV	40	C	0	003	Sezioni trasversali rampe - tav. 3/5
IN0R	12	E	E2	W	9	IV	40	C	0	004	Sezioni trasversali rampe - tav. 4/5
IN0R	12	E	E2	W	9	IV	40	C	0	005	Sezioni trasversali rampe - tav. 5/5
IN0R	12	E	E2	W	9	IV	40	A	5	001	Sezioni trasversali impalcato
IN0R	12	E	E2	W	Z	IV	40	C	0	001	Sezioni tipo rampe
IN0R	12	E	E2	P	8	IV	40	0	B	001	Planimetria delle barriere di sicurezza e segnaletica
IN0R	12	E	E2	P	Z	IV	40	0	8	001	Planimetria idraulica
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	1	001	Opere di sostegno - Piante, sezioni e particolari
IN0R	12	E	E2	F	6	IV	40	0	0	001	Profilo geotecnico
IN0R	12	E	E2	B	A	IV	40	A	5	001	Piante, sezioni e particolari impalcato
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	5	002	Impalcato carpenteria - Pianta e sezioni
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	5	003	Armatura trave prefabbricate
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	5	004	Armatura soletta e impalcato
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	5	001	Armatura cordoli impalcato
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	1	002	Pali tipo "2" e "3" - Armatura
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	1	003	Armatura cordolo opere di sostegno
IN0R	12	E	E2	B	B	IV	40	A	6	001	Carpenteria muri andatori
IN0R	12	E	E2	B	B	IV	40	A	6	002	Carpenteria spalla
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	6	001	Armatura muri Tav. 1/2
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	6	002	Armatura muri Tav. 2/2
IN0R	12	E	E2	B	B	IV	40	A	6	003	Armatura spalla
IN0R	12	E	E2	B	Z	IV	40	A	3	001	Pali fondazione spalla - Armatura
IN0R	12	E	E2	B	A	IV	40	A	1	001	Schema fasi costruttive - Tav 1/2
IN0R	12	E	E2	B	A	IV	40	A	1	002	Schema fasi costruttive - Tav 2/2
IN0R	12	E	E2	C	L	IV	40	A	0	002	Relazione di calcolo strutture - Tabulati di calcolo

3. INQUADRAMENTO DELL'OPERA

Alla progressiva 106+067,524 della galleria artificiale “Brescia Est”, che si sviluppa dalla progressiva Pk 105+814 alla progressiva Pk 106+304, è presente un cavalcaferrovia esistente che consente lo scavalco della linea storica da parte di una strada poderale.

Per garantire la continuità di tale viabilità, il progetto prevede la demolizione del cavalcaferrovia esistente, nella fase successiva alla realizzazione delle opere provvisionali, e la nuova realizzazione del cavalcaferrovia IV40 alla progressiva 106+100,000. Il nuovo cavalcaferrovia consente lo scavalco della linea storica e della linea IC Brescia Est.

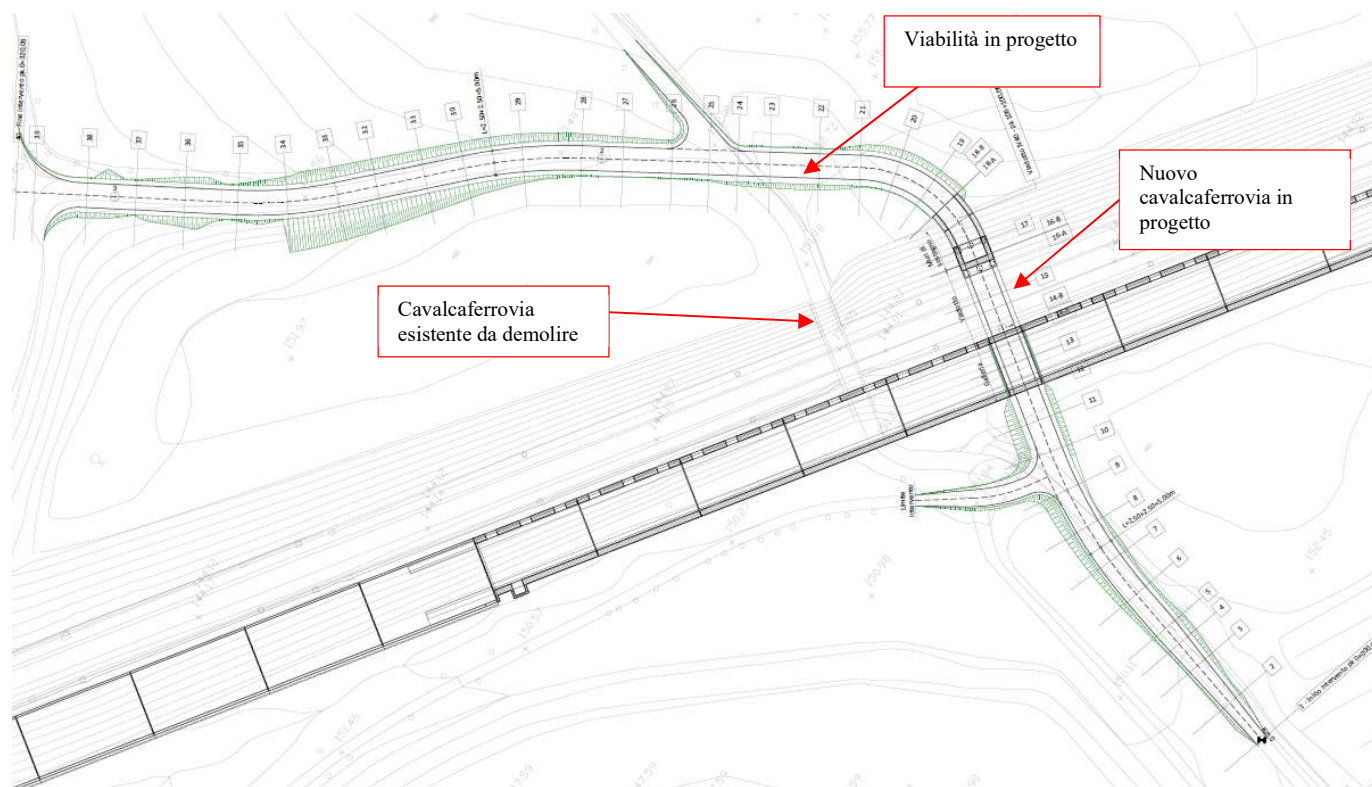


Figura 4 – planimetria

La spalla del cavalcaferrovia in progetto incide la collina di Ciliverghe pertanto, per limitare l'altezza degli sbancamenti, si prevede la realizzazione di una berlinese di micropali lato B.D della linea storica ed una paratia di pali di grande diametro a monte della spalla, con un ordine di tiranti, necessaria per sostenere il versante di monte.

4. NORMATIVE E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO

1.1 Normative

Il quadro normativo alla base della presente revisione progettuale viene nel seguito riportato:

- **Legge 05.11.1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **D.P.R. n. 380/2001** e s.m.i. "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- **D. M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (NTC 2008)** "Nuove 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"

- **UNI EN 1992-1-1 novembre 2005 (EC2)** “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”
- **UNI EN 1992-1-2 aprile 2005 (EC2 “Progettazione strutturale contro l’incendio”)** “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”
- **UNI EN 1998-5 gennaio 2005 (EC8)** “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica– Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- **Regolamento U.E. nr. 1303/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la «sicurezza nelle gallerie ferroviarie» del sistema ferroviario dell'Unione europea (*norma STI*)

1.2 Specifiche Tecniche

- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 4 – Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 6 – Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- “Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008” rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie

2. 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.

2.1 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.

Nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera 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;

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, nell'ipotesi di 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.

2.2 Combinazioni 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 NT.

2.2.1 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 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.

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 ψ_{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).

2.2.2 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:

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

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

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

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per magrone

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12.45	N/mm ²

3.2 Calcestruzzo per pali

Classe di resistenza		C25/30	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.90	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	32.90	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.07	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.19	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.03	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	2.69	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	31447	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	14.94	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	11.21	N/mm ²

3.3 Calcestruzzo per fondazioni

Classe di resistenza		C30/37	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	38.71	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	17.40	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.06	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.82	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.53	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.37	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.63	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	f_{bd}	3.09	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33019	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	18.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.82	N/mm ²

3.4 Calcestruzzo per elevazioni GA

Classe di resistenza		C30/37	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	38.71	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	17.40	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.06	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.82	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.53	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.37	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.63	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	f_{bd}	3.09	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33019	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	18.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.82	N/mm ²

3.5 Calcestruzzo per elevazione spalla IV40

Classe di resistenza		C32/40	
Classe di esposizione		XC4+XF1	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.20	N/mm ²

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 16 di 165
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	3.72	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.45	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	3.25	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33643	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	19.92	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	14.94	N/mm ²

3.6 Calcestruzzo per travi e soletta

Classe di resistenza		C35/45	
Classe di esposizione		45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	37.35	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	45.35	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	21.17	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	3.35	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	4.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.02	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	1.56	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	5.28	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	3.52	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	34625	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	22.41	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	16.81	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	XC3	N/mm ²

3.7 Calcestruzzo per elevazioni muri ad U

Classe di resistenza		C32/40	
Classe di esposizione		XC4+XF1	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.20	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	3.72	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.45	N/mm ²

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 17 di 165
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	3.25	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33643	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	19.92	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	14.94	N/mm ²

3.8 Calcestruzzo per fondazione muri ad U

Classe di resistenza		C25/30	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.9	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	32.9	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.07	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.19	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.03	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	2.69	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	31447	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	14.94	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	11.21	N/mm ²

3.9 Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥ 1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.10 Durabilità

3.10.1 Ambiente di riferimento

Tenuto conto della tipologia di elementi in esame nonché della loro esposizione, in accordo con le indicazioni di cui al *RFI DTC SI PS MA IFS 001 A*, si assumono le seguenti classi di progetto:

▪ pali	XC2
▪ fondazioni	XC2
▪ elevazione spalla IV40	XC4+XF1
▪ elevazioni GA	XC2
▪ impalcato in C.A.P.	XC3
▪ soletta	XC2
▪ elevazioni muri ad U	XC4+XF1
▪ fondazione muri ad U	XC2

In relazione alla tabella 4.1.III delle NTC2008, alle suddette classi di esposizione sono associate le seguenti condizioni ambientali:

▪ pali	ordinarie
▪ fondazioni	ordinarie
▪ elevazione spalla IV40	aggressive
▪ elevazioni GA	ordinarie
▪ impalcato in C.A.P.	ordinarie
▪ soletta	ordinarie
▪ elevazioni muri ad U	aggressive
▪ fondazione muri ad U	ordinarie

3.10.2 Copriferro di progetto

Il valore del copriferro di progetto viene definito in accordo alle prescrizioni riportate nel paragrafo 2.5.2.2.3.2 della norma RFI DTC SI PS MA IFS 001 A in cui vengono forniti i minimi copriferri associati a condizioni ambientali ordinarie, da incrementarsi rispettivamente di 10 e 20mm nel caso di condizioni aggressive e molto aggressive.

Pali

Copriferro minimo per condizioni ambientali	c_{\min}	=	60mm
Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive	Δc	=	0mm
Copriferro minimo di progetto	$c_{d,\min}$	=	$c_{\min} + \Delta c =$ $= 60 + 0 = 60 \text{ mm}$

Fondazioni

Copriferro minimo per condizioni ambientali	c_{\min}	=	40mm
Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive	Δc	=	0mm
Copriferro minimo di progetto	$c_{d,\min}$	=	$c_{\min} + \Delta c =$ $= 40 + 0 = 40 \text{ mm}$

Elevazioni spalla IV40

Copriferro minimo per condizioni ambientali	c_{\min}	=	40mm
Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive	Δc	=	10mm
Copriferro minimo di progetto	$c_{d,\min}$	=	$c_{\min} + \Delta c =$ $= 40 + 10 = 50 \text{ mm}$

Elevazioni spalla GA

Copriferro minimo per condizioni ambientali	c_{\min}	=	40mm
Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive	Δc	=	0mm
Copriferro minimo di progetto	$c_{d,\min}$	=	$c_{\min} + \Delta c =$ $= 40 + 0 = 40 \text{ mm}$

Impalcato

Copriferro minimo per condizioni ambientali $c_{min} = \max(3\phi_{TR}; 50) = 50\text{mm}$

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive $\Delta c = 0\text{mm}$

Copriferro minimo di progetto $c_{d,min} = c_{min} + \Delta c =$
 $= 50 + 0 = 50\text{ mm}$

Soletta

Copriferro minimo per condizioni ambientali $c_{min} = 35\text{mm}$

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive $\Delta c = 0\text{mm}$

Copriferro minimo di progetto $c_{d,min} = c_{min} + \Delta c =$
 $= 35 + 0 = 35\text{ mm}$

Elevazioni muri ad U

Copriferro minimo per condizioni ambientali $c_{min} = 40\text{mm}$

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive $\Delta c = 10\text{mm}$

Copriferro minimo di progetto $c_{d,min} = c_{min} + \Delta c =$
 $= 40 + 10 = 50\text{ mm}$

Fondazione muri ad U

Copriferro minimo per condizioni ambientali $c_{min} = 40\text{mm}$

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive $\Delta c = 0\text{mm}$

Copriferro minimo di progetto $c_{d,min} = c_{min} + \Delta c =$
 $= 40 + 0 = 40\text{ mm}$

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 21 di 165
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

3.10.3 Limiti fessurativi

Allo stato limite di apertura delle fessure, i limiti fessurativi vengono prescritti nel paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 della norma *RFI DTC SI PS MA IFS 001 A* ad integrazione di quanto previsto dalle NTC2008.

Il valore limite di apertura della fessura calcolato, per la combinazione di azioni prescelta, al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- w1 0,2 mm
- w2 0,3 mm
- w3 0,4 mm

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- per strutture in condizioni ambientali aggressive, molto aggressive e comunque per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture

$$\delta_f \leq w_1$$

- per strutture in condizioni ambientali ordinarie

$$\delta_f \leq w_2$$

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In accordo alla Relazione Geotecnica, cui si rimanda per i dettagli, si considera la seguente stratigrafia.

STRATIGRAFIA	Quota p.c. +143.00 m.s.l.m.				
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Loess	0.0 ÷ 3.3	18.5	-	5	30
Ghiaie e sabbie	3.3 ÷ 5.1	19.5	-	-	38
Conglomerati	5.1 ÷ 21.0	19.5	-	35	38
Ghiaie e sabbie	21.0 ÷ 29.0	19.5	-	-	38
Sabbie e limi	> 29.0	19.0	-	-	35
FALDA: 127.0 m.s.l.m.					

Nelle tabelle soprastanti:

- γ = peso di volume naturale;
- c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate;
- c' = coesione intercetta
- ϕ' = angolo di resistenza a taglio

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
23 di 165

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 Premessa

Di seguito si riportano tutti i carichi di progetto considerati per il dimensionamento e la verifica del manufatto in esame, dando evidenza tanto dei valori unitari (p.e. carico lineare, di superficie, di volume) che delle risultanti e della loro posizione rispetto al sistema di riferimento. A tal proposito, convenzionalmente si assume quanto segue:

- Asse x = asse orizzontale diretto in senso longitudinale
- Asse y = asse orizzontale diretto in senso trasversale
- Asse z = asse verticale

Salvo diversa indicazione, il sistema di riferimento è posizionato a livello del piano appoggi (intradosso trave) nel baricentro planimetrico.

5.2 Pesì propri strutturali

I pesì propri strutturali sono valutati in accordo alle geometrie di progetto adottando i seguenti pesì specifici di calcolo:

- calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Di seguito si riporta il calcolo di dettaglio riferito ai vari elementi.

Sistema di riferimento	
x	Asse orizzontale longitudinale
y	Asse verticale
z	Asse orizzontale trasversale
Origine	Intradosso fondazione

SPALLA

Elemento	Id.	n	L _x	L _y	L _z	$\gamma_{\text{MAT.}}$	x _g	y _g	z _g	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Platea	1	1	5.600	9.200	1.400	25.00	0.000	0.000	0.700	1803	1803
Muro frontale	2	1	1.200	7.000	8.250	25.00	0.000	0.000	5.525	1733	1733
Muri andatori	3	2	2.800	1.000	10.550	25.00	0.000	0.000	6.675	739	1477
Tombamento	4	1	2.800	5.000	10.550	20.00	0.000	0.000	6.675	2954	2954

TOTALE

0.000 0.000 5.073 **7967**

Sistema di riferimento	
x	Asse orizzontale longitudinale
y	Asse verticale
z	Asse orizzontale trasversale
Origine	Intradosso impalcato - Asse appoggi

IMPALCATO

Elemento	Id.	n	L _x	L _y	L _z	$\gamma_{\text{MAT.}}$	x _g	y _g	z _g	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Trave	1	7	15.300	0.420	1.000	25.00	7.500	0.000	0.380	161	1125
Getto di completamento	2	1	15.300	7.100	1.000	25.00	7.500	0.000	1.050	2716	2716
Nodo di testa	3	2	0.920	10.600	1.000	25.00	-0.310	0.000	0.840	244	488

TOTALE

6.620 0.000 0.852 **4328**

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
25 di 165**Sistema di riferimento**

x	Asse orizzontale longitudinale
y	Asse verticale
z	Asse orizzontale trasversale
Origine	Intradosso fondazione

GA

Elemento	Id.	n	L _x	L _y	L _z	$\gamma_{MAT.}$	x _g	y _g	z _g	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Platea	1	1	12.600	7.000	1.600	25.00	0.000	0.000	0.800	3528	3528
Piedritto	2	2	1.200	7.000	8.350	25.00	0.000	0.000	5.775	1754	3507
Copertura	3	1	12.600	7.000	1.200	25.00	0.000	0.000	10.550	2646	2646

TOTALE

0.000 0.000 5.267

9681

Doc. N.

Progetto
INOR

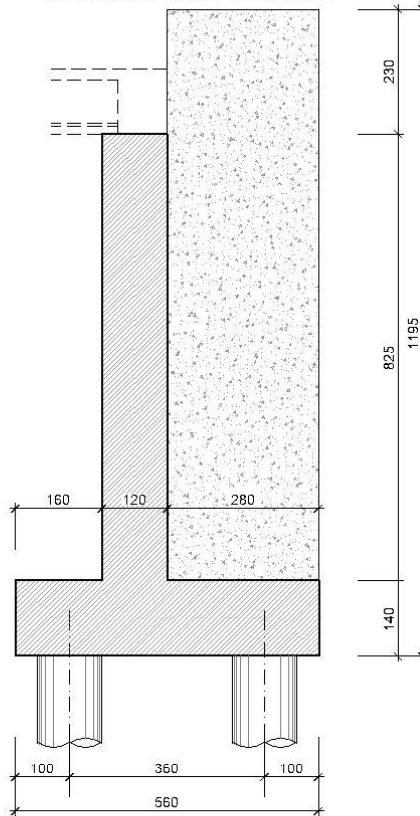
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

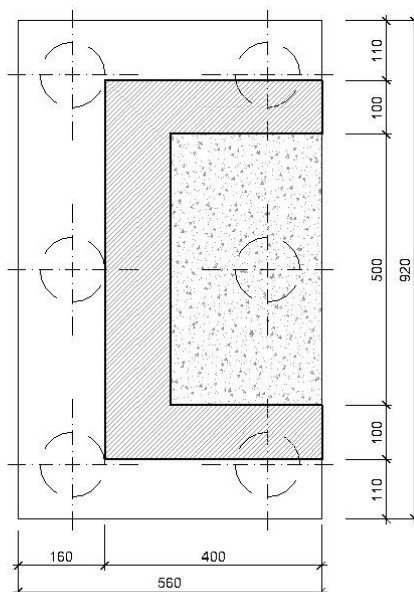
Rev.
B

Foglio
26 di 165

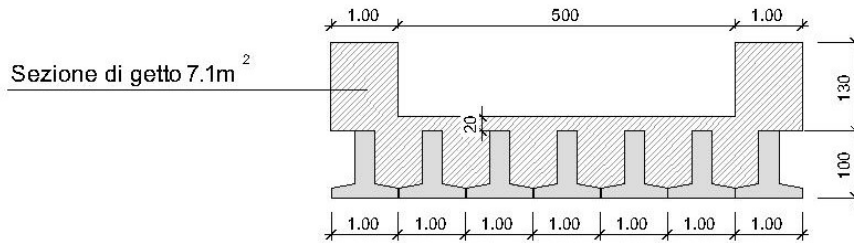
SEZIONE LONGITUDINALE



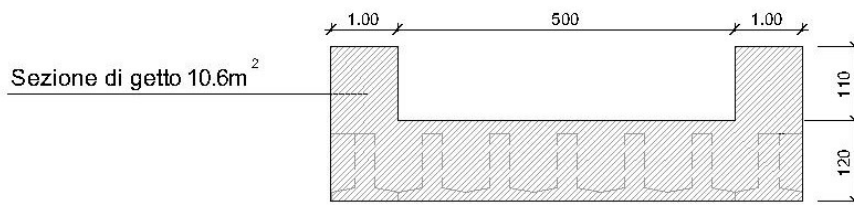
PIANTA



SEZIONE TRASVERSALE TIPICA



SEZIONE TRASVERSALE SU SPALLA



SEZIONE LONGITUDINALE



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

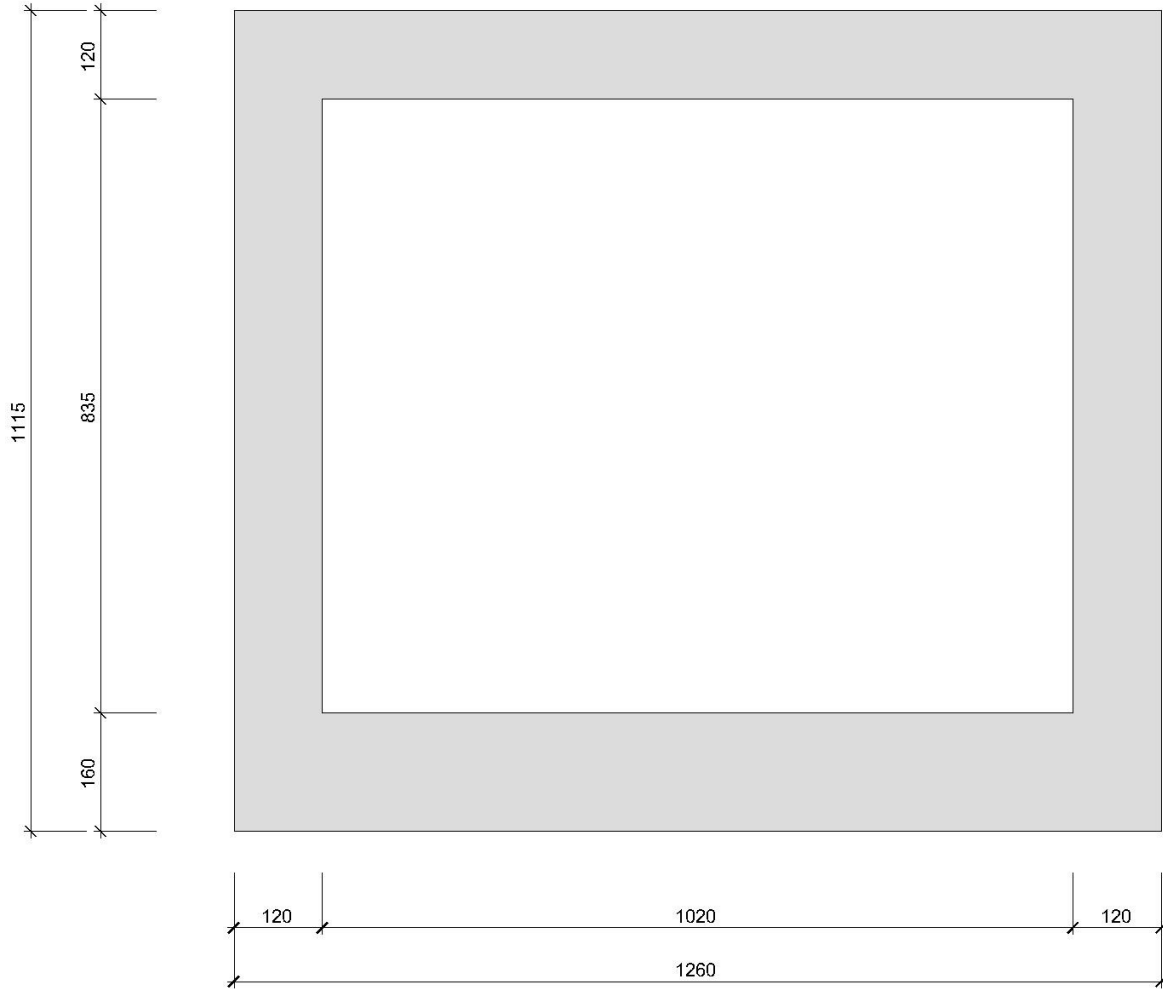
Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
28 di 165



5.3 Carichi permanenti portati**5.3.1 Cavalcaferrovia**Impermeabilizzazione

Si considera un sovraccarico distribuito di 0.15 kN/m^2 applicato sulle superfici di estradosso dell'impalcato ($5.00+2 \times 1.10\text{m}$)

$$g_{2.1k} = 0.15 \times 7.20 = 1.1 \text{ kN/m}$$

Riempimento con materiale da rilevato

Si considera uno spessore medio di 1.00m e un peso specifico di 20 kN/m^3 .

$$g_{2.2k} = 1.00 \times 5.00 \times 20 = 100.0 \text{ kN/m}$$

Misto stabilizzato

Si considera uno spessore di 0.20m e un peso specifico di 22 kN/m^3 .

$$g_{2.3k} = 0.20 \times 5.00 \times 20 = 20.0 \text{ kN/m}$$

Binder

Si considera uno spessore di 0.04m e un peso specifico di 20 kN/m^3 .

$$g_{2.4k} = 0.04 \times 5.00 \times 20 = 4.0 \text{ kN/m}$$

Barriere di sicurezza integrate

Si considera un peso unitario per singolo elemento di 2.00 kN/m/cad

$$g_{2.4k} = 2 \times 2.0 = 4.0 \text{ kN/m}$$

Sistema di riferimento

x	Asse orizzontale longitudinale
y	Asse verticale
z	Asse orizzontale trasversale
Origine	Intradosso impalcato - Asse appoggi

TOMBAMENTO E RIEMPIMENTO SPALLA

Elemento	Id.	n	L _x	L _y	L _z	g _k	x _g	y _g	z _g	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Impermeabilizzazione	-	1	16.220			1.1	7.060	0.000	1.200	18	18
Riempimento	-	1	16.220			100.0	7.060	0.000	1.600	1622	1622
Misto stabilizzato	-	1	16.220			20.0	7.060	0.000	2.100	324	324
Binder	-	1	16.220			4.0	7.060	0.000	2.220	65	65
Barriere	-	2	16.220			2.0	7.060	0.000	3.750	32	65

TOTALE

7.060 0.000 1.760

2094**5.3.2 Galleria artificiale**Ballast + armamento

Si considera uno spessore di 0.80m e un peso specifico di 18 kN/m³, applicato ad una larghezza effettiva di 7.80m

$$g_{2.11k} = 0.80 \times 18 = 14.4 \text{ kN/m}^2$$

Massetto pendenze

Si considera uno spessore di 0.75m e un peso specifico di 24 kN/m³, applicato ad una larghezza effettiva di 7.80m

$$g_{2.12k} = 0.75 \times 24 = 18.0 \text{ kN/m}^2$$

Marciapiedi

Si considera una sezione BxH=1.20x2.10m e un peso specifico di 25 kN/m³

$$g_{2.13k} = 1.20 \times 2.10 \times 25 = 63.0 \text{ kN/m}$$

Finitura estradosso

Tenuto in conto dei differenti pesi specifici dei materiali e della sezione tipica che prevede un ricoprimento totale di 1.25m di spessore, si procede considerando il peso equivalente associato alla sezione con massima altezza di massetti (0.05+0.18=0.23m) e minima altezza di rinterro (1.02m)

$$g_{2.14k} = 0.23 \times 24 + 1.02 \times 20 = 25.9 \text{ kN/m}^2$$

Doc. N.

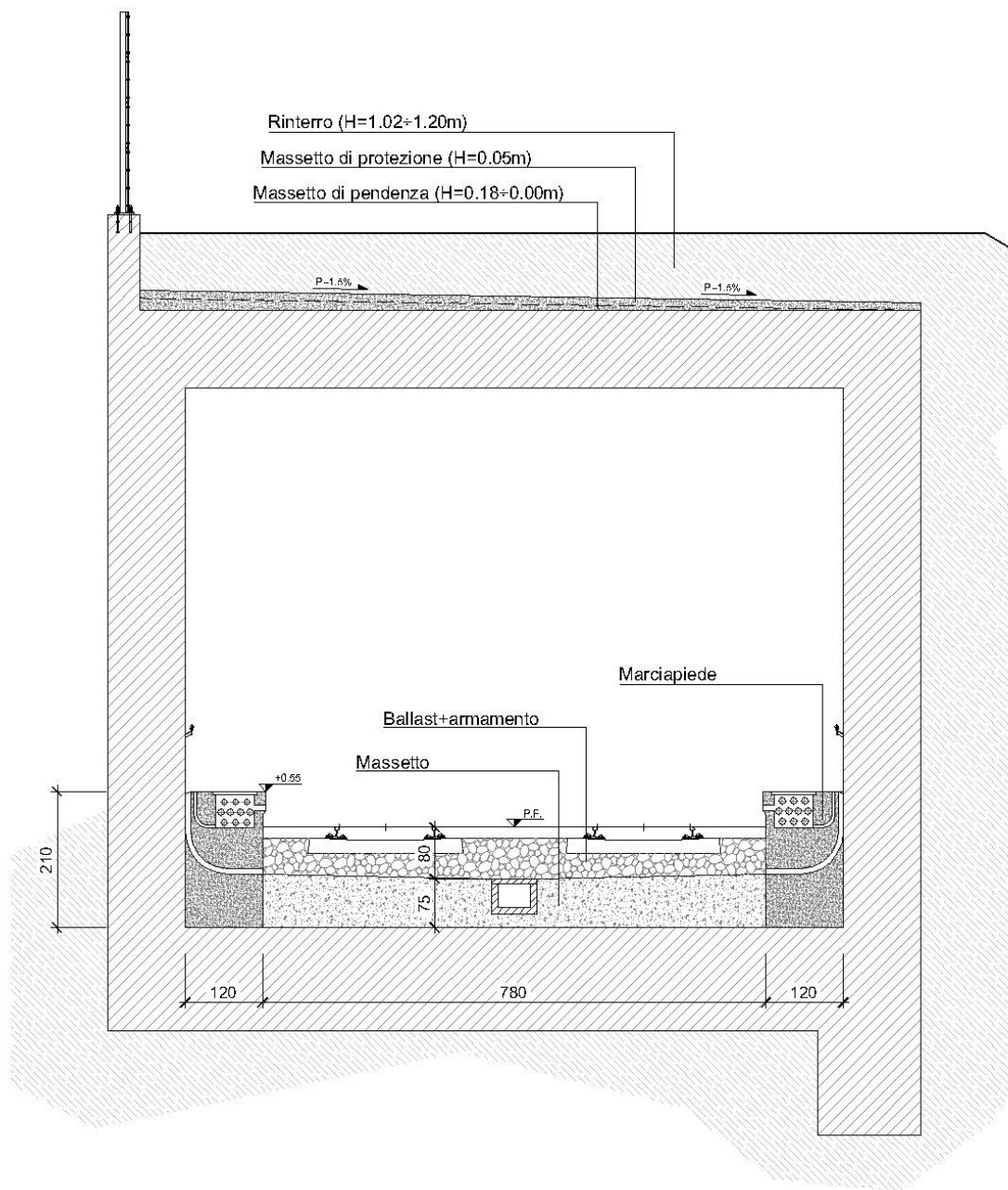
Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
31 di 165



5.3.3 Muro ad U 1

Riempimento con materiale da rilevato

Si considera uno spessore medio di 6.38m e un peso specifico di 20 kN/m³.

$$g_{2.2k} = 1.00 \times 6.38 \times 20 = 122.0 \text{ kN/m}$$

Misto stabilizzato

Si considera uno spessore di 0.20m e un peso specifico di 22 kN/m³.

$$g_{2.3k} = 0.20 \times 1.00 \times 22 = 4.4 \text{ kN/m}$$

Binder

Si considera uno spessore di 0.04m e un peso specifico di 20 kN/m³.

$$g_{2.4k} = 0.04 \times 1.00 \times 20 = 0.8 \text{ kN/m}$$

Barriere di sicurezza integrate

Si considera un peso unitario per singolo elemento di 2.00 kN/m/cad

$$g_{2.4k} = 2 \times 1.0 = 2 \text{ kN}$$

5.3.4 Muro ad U 2

Riempimento con materiale da rilevato

Si considera uno spessore medio di 4.02m e un peso specifico di 20 kN/m³.

$$g_{2.2k} = 1.00 \times 4.02 \times 20 = 80.4 \text{ kN/m}$$

Misto stabilizzato

Si considera uno spessore di 0.20m e un peso specifico di 22 kN/m³.

$$g_{2.3k} = 0.20 \times 1.00 \times 22 = 4.4 \text{ kN/m}$$

Binder

Si considera uno spessore di 0.04m e un peso specifico di 20 kN/m³.

$$g_{2.4k} = 0.04 \times 1.00 \times 20 = 0.8 \text{ kN/m}$$

Barriere di sicurezza integrate

Si considera un peso unitario per singolo elemento di 2.00 kN/m/cad

$$g_{2.4k} = 2 \times 1.0 = 2 \text{ kN}$$

5.4 Azioni da traffico stradale**5.4.1 Carichi verticali**

In accordo a quanto previsto dalle NTC2008, i carichi variabili da traffico sono definiti assumendo i seguenti dati di progetto:

- categoria ponte: I
- larghezza fascia carrabile: B=5.00m
- assenza di marciapiedi e piste carrabili.

Il numero delle corsie convenzionali di riferimento è valutato come segue.

Larghezza fascia carrabile	B	=	5.00m
Larghezza corsia convenzionale	B _{corsia}	=	3.00m
Numero corsie convenzionali	N _{corsia}	=	int(5.00/3.00) = 1

5.4.2 Frenatura/Avviamento

Il carico orizzontale da frenatura è definito in accordo al par.5.1.3.5 delle NTC2008 assumendo gli stessi dati di progetto richiamati al paragrafo precedente.

Lunghezza di riferimento	L	=	15.90m
Azione longitudinale	q ₃	=	0.60x2x300 + 0.10x9.0x3.0x15.90 =
		=	403 kN

5.5 Azioni da traffico ferroviario

5.5.1 Azioni verticali

Tenuto in conto della tipologia di opera e di traffico si procede considerando i seguenti modelli di carico:

- traffico standard: LM71
- traffico pesante: SW/2

I carichi “localizzati” sono diffusi fino all’asse della soletta di fondo in accordo alle specifiche progettuali ovvero considerando le seguenti diffusioni:

- diffusione 4.1 nel ballast (sp.sotto traversina 0.40m)
- diffusione 1:1 nel massetto (sp.0.75m) e nel getto strutturale (sp.1.60m).

Con riferimento alle tabelle di calcolo successive, il massimo sovraccarico “diffuso” risulta pari a massimo 35.0 kN/m² (LM71). Applicando il coefficiente di adattamento $\alpha = 1.10$ si ottiene quindi:

$$q_{vk,diff}^* = \alpha \times q_{vk,diff} = 1.10 \times 35.0 = 38.5 \text{ kN/m}^2$$

Cautelativamente si considera un sovraccarico di 40.0 kN/m².

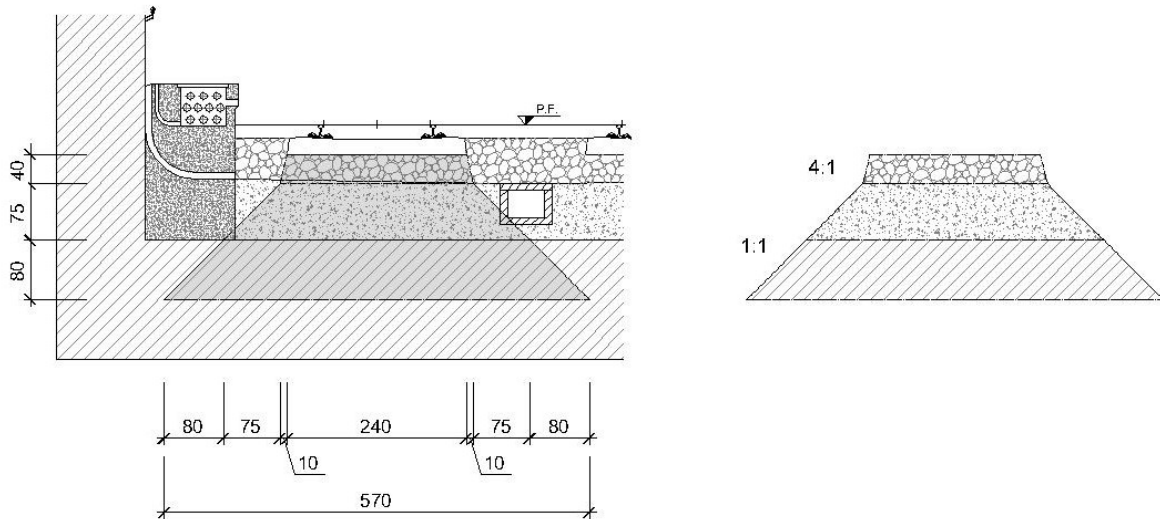
DIFFUSIONE LM71

B_L	[m]	5.05	Dimensione longitudinale carichi asse
B_T	[m]	2.40	Dimensione trasversale carichi asse
H_b	[m]	0.40	Spessore ballast
H_{mas}	[m]	0.75	Spessore massetto
H_{sol}	[m]	1.60	Spessore soletta di fondo
B'_L	[m]	8.35	Dimensione longitudinale impronta diffusa carichi asse
B'_T	[m]	5.70	Dimensione trasversale impronta diffusa carichi asse
Q_{vk}	[kN]	1000	Carico totale carichi asse
q_{vk1}	[kN/m ²]	21.0	Pressione su impronta di carico diffusa carichi asse
q_{vk2}	[kN/m ²]	14.0	Pressione carico lineare da 80 kN/m
$q_{vk,diff}$	[kN/m ²]	35.0	Pressione totale diffuso in asse soletta

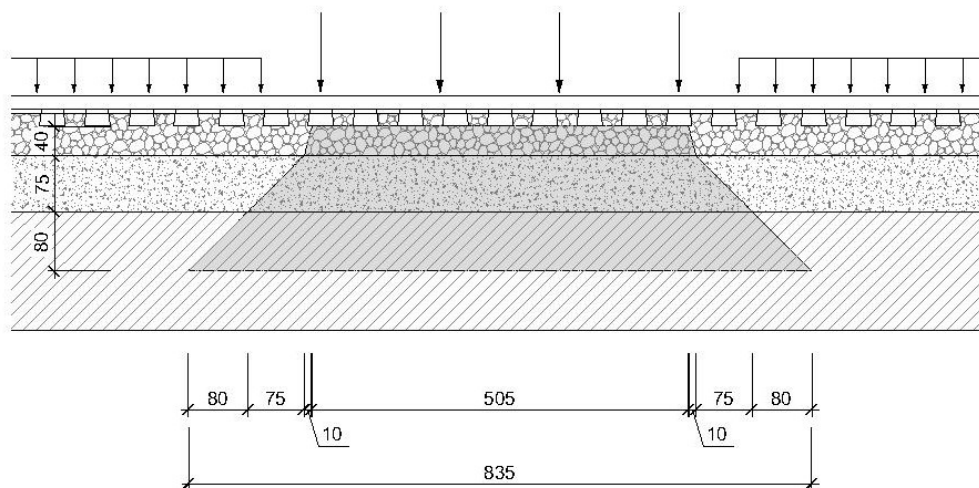
DIFFUSIONE SW/2

B_T	[m]	2.40	Dimensione trasversale
H_b	[m]	0.40	Spessore ballast
H_{mas}	[m]	0.75	Spessore massetto
H_{sol}	[m]	1.60	Spessore soletta di fondo
B'_T	[m]	5.70	Dimensione trasversale impronta diffusa
q_{vk}	[kN/m]	150	Carico lineare
$q_{vk,diff}$	[kN/m ²]	26.3	Pressione totale diffuso in asse soletta

DIFFUSIONE TRASVERSALE



DIFFUSIONE LONGITUDINALE



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
36 di 165

5.5.2 Serpeggio

In accordo alle specifiche di progetto, l'azione associata al serpeggio è simulata mediante una forza orizzontale, amplificata per il coefficiente di adattamento e pari a $Q_{sk}=1.10 \times 100 = 110\text{kN}$, applicata alla sommità della rotaia più alta e perpendicolarmente all'asse del binario.

5.6 Sovraccarico su rilevato

Ai fini della valutazione delle spinte sulla struttura si considera un sovraccarico uniformemente distribuito a tergo della spalla pari a 20.0 kN/m^2 .

5.7 Sovraccarico su marciapiedi

Ai fini della valutazione delle spinte sulla struttura si considera un sovraccarico uniformemente distribuito pari a 10.0 kN/m^2 ed esteso ad entrambe le superfici del marciapiede ($2 \times 1.25\text{m}$).

5.8 Vento

Il calcolo dell'azione del vento è stato condotto secondo quanto riportato al par. 3.3 del DM 2008.

Altitudine sul livello del mare	a_s	153	m.s.l.m.
Classe di rugosità terreno		D	
Classe di esposizione del sito		II	
Periodo di ritorno dell'opera	T_R	100	anni
Velocità di riferimento del vento a $T_R = 75$ anni	$v_{b(T_R)} = \alpha_{r(T_R)} v_b$	26.0	m/s
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 \rho v_{b(T_R)}^2$	0.42	kN/m ²
Coefficiente di topografia	c_t	1.00	
Coefficiente dinamico	c_d	1.00	
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k_r	0.19	
Vedi NTC2008	z_0	0.05	m
Vedi NTC2008	z_{min}	4.00	m
Coefficiente di forma	c_p	1.40	
Altezza di riferimento	z	13.00	m
Coefficiente di esposizione	$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + \ln(z/z_0)]$	2.52	
Pressione del vento	$q_{v2} = q_b c_e c_p c_d$	1.49	kN/m ²

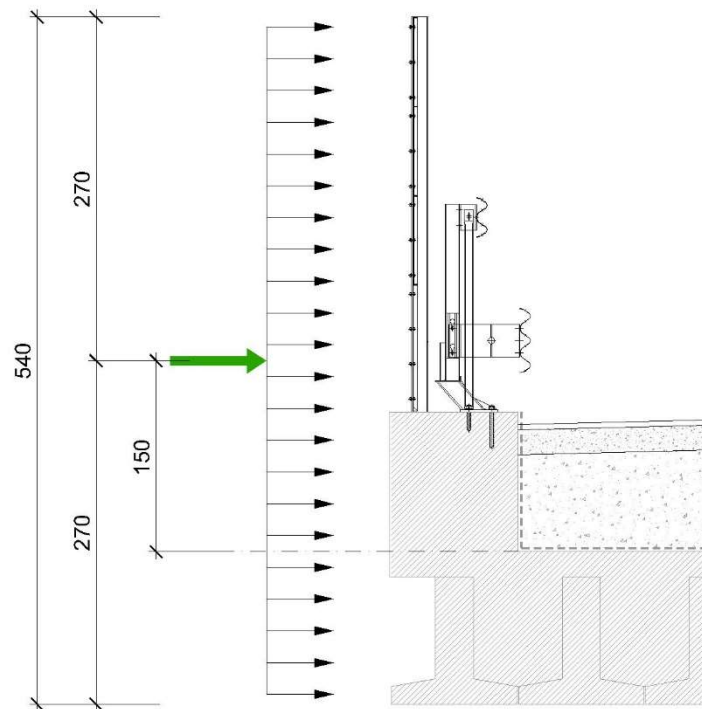
Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
38 di 165**Sistema di riferimento**

x	Asse orizzontale longitudinale
y	Asse verticale
z	Asse orizzontale trasversale
Origine	Intradosso impalcato - Asse appoggi

VENTO TRASVERSALE

Elemento	Id.	n	L _x	L _y	L _z	q	x _g	y _g	z _g	Q _{k(x1)}	Q _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Struttura + barriera	-	1	14.700	5.400	1.000	1.49	7.500	1.500	0.000	118	118
TOTALE							7.500	1.500	0.000		118



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

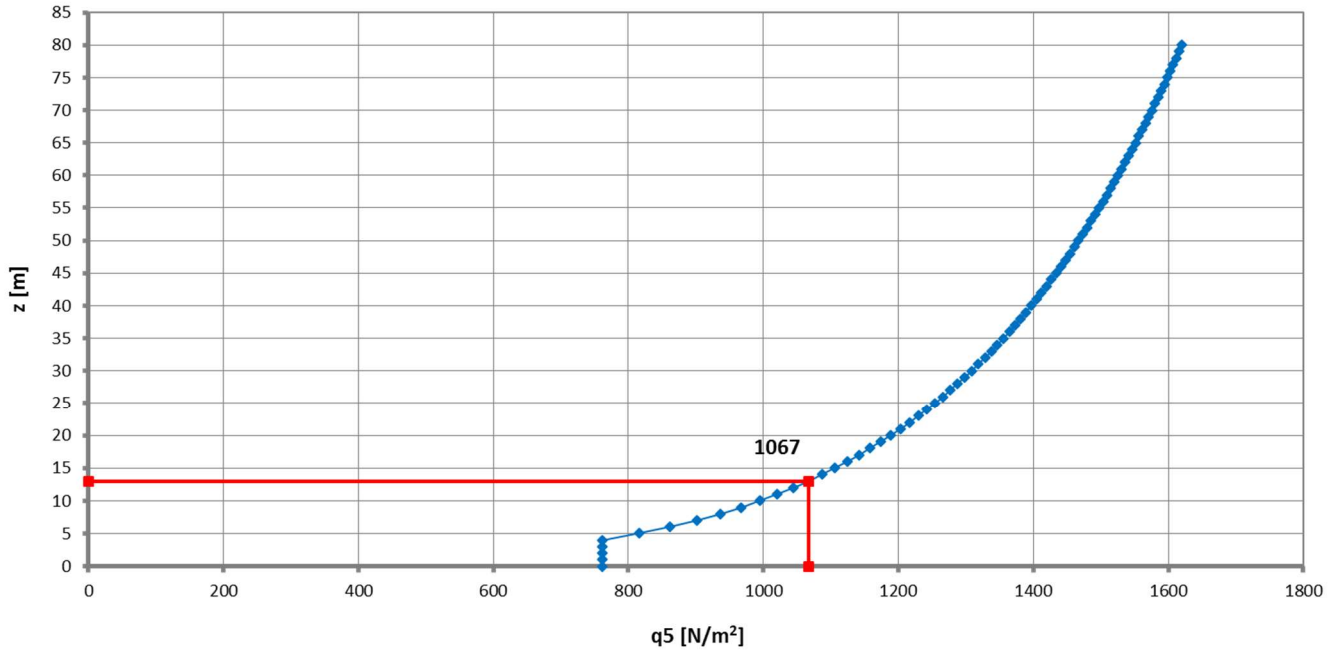
Foglio
39 di 165

PRESSIONE DEL VENTO (rif.NTC2008)

Zona: 1

Rugosità: D

Esposizione: II



5.9 Azione sismica

L'opera ricade nel comune di Mazzano in provincia di Brescia. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV ($T_R = 1424$ anni) sono i seguenti:

$$a_g = 0.230 \text{ g}$$

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

$$F_0 = 2.476;$$

$$T^*_c = 0.281 \text{ s};$$

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "B" e categoria topografica "T1".

I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.173$$

$$S_T = 1.000$$

Come precedentemente riportato, l'accelerazione massima orizzontale viene valutata pari a:

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \times a_g = 1.173 \times 1.00 \times 0.230 \text{ g} = 0.269 \text{ g}.$$

Tenuto in conto della tipologia di opera, si procede con un'analisi pseudostatica ipotizzando un comportamento rigido ($T_1 = 0 \text{ sec}$).

Gli effetti inerziali sono valutati considerando tutte le masse permanenti ed il 20% di quelle associate al traffico ferroviario.

5.10 Variazioni termiche

Si considerano le seguenti variazioni termiche della struttura:

- variazione termica uniforme $\Delta T_{\text{uni}} \pm 15 \text{ } ^\circ\text{C}$
- gradiente di temperatura tra intradosso ed estradosso sezione $\Delta T_{\text{grad}} 5 \text{ } ^\circ\text{C}$



5.11 Spinta delle terre

Le spinte delle terre sono valutate assumendo un comportamento rigido delle strutture ovvero facendo riferimento allo scenario di spinta “a riposo”. In condizioni sismiche, si fa riferimento alla trattazione di Wood.

Spinta su spalla IV40

Parametri di calcolo

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

$$\gamma_w = 19 \text{ kN/m}^3$$

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

Coefficiente di spinta a riposo

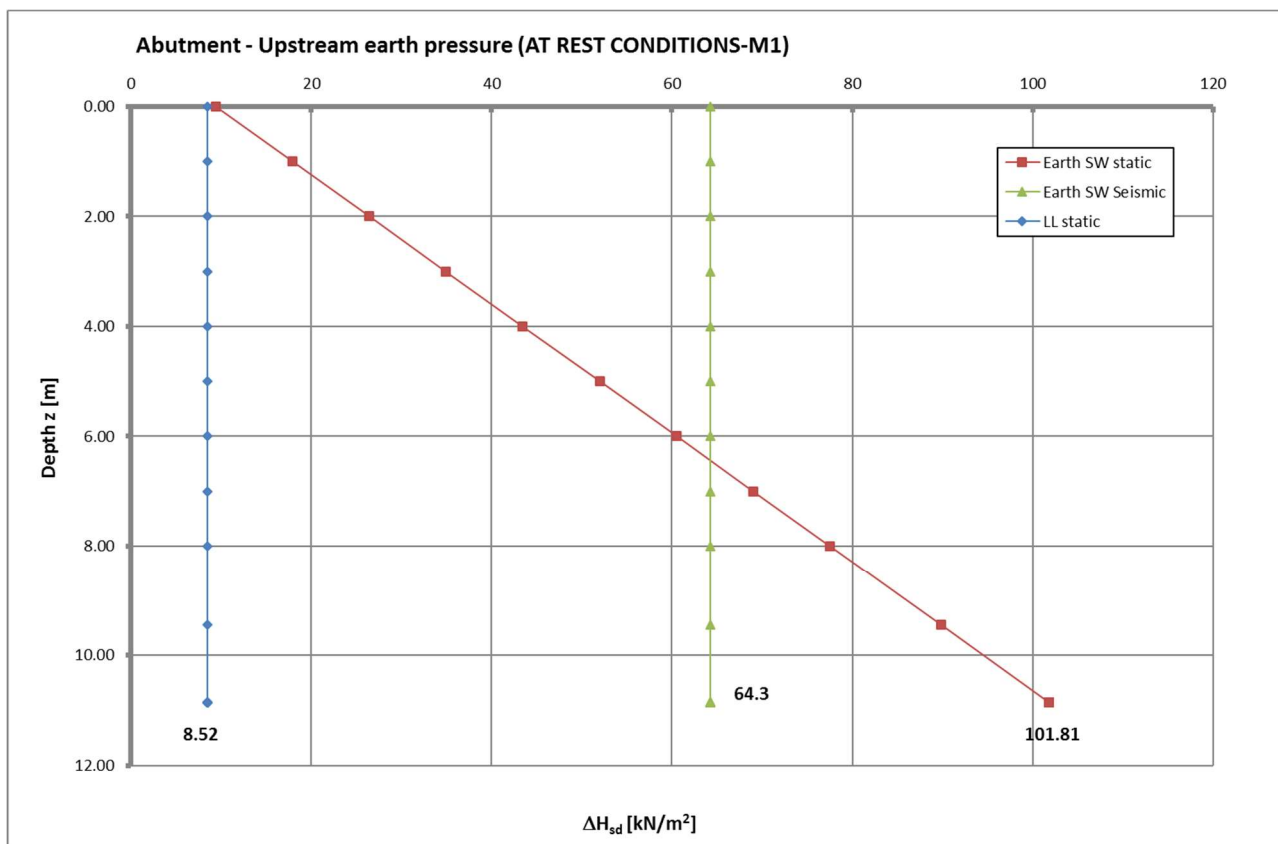
$$k_{0,k} = 0.426 \quad k_{0,M1} = 0.426$$

Incremento sismico di Wood

Altezza totale di riferimento:	H	=	11.95m
--------------------------------	---	---	--------

Accelerazione massima al suolo:	$a_{g,max}$	=	0.269g
---------------------------------	-------------	---	--------

Incremento sismico di Wood:	E	=	$20 \times 0.269 \times 11.95 = 64.3 \text{ kN/m}^2$
-----------------------------	---	---	--



Spinta su GA

Parametri di calcolo

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 29^\circ$$

Coefficiente di spinta a riposo

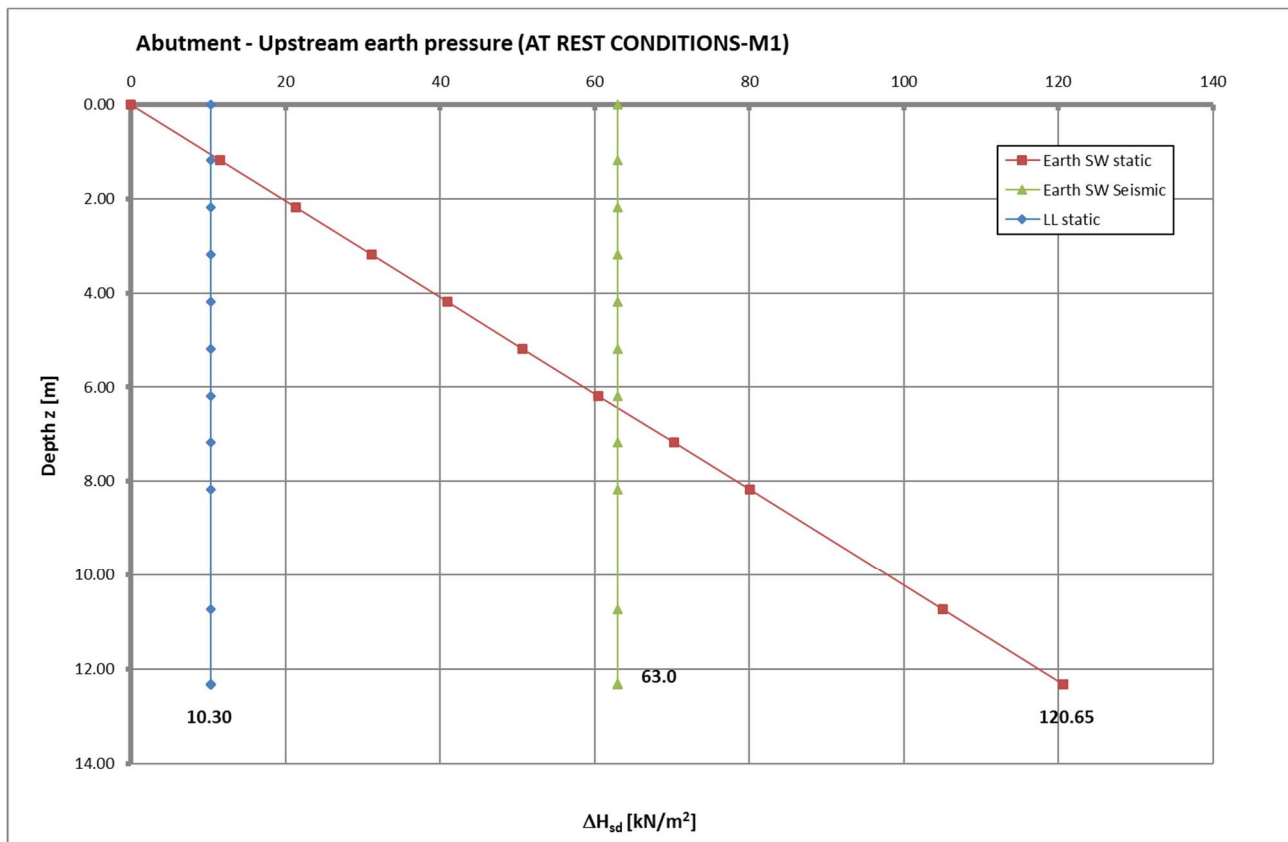
$$k_{0,k} = 0.515 \quad k_{0,M1} = 0.515$$

Incremento sismico di Wood

Altezza totale di riferimento: $H = 12.33\text{m}$

Accelerazione massima al suolo: $a_{g,\max} = 0.269\text{g}$

Incremento sismico di Wood: $E = 19 \times 0.269 \times 12.33 = 63.0 \text{ kN/m}^2$



Spinta su Muro ad U 1

Parametri di calcolo

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

$$\gamma_w = 19 \text{ kN/m}^3$$

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

Coefficiente di spinta a riposo

$$k_{0,k} = 0.426 \quad k_{0,M1} = 0.426$$

Incremento sismico di Wood

Altezza totale di riferimento: $H = 4.9\text{m}$

Accelerazione massima al suolo: $a_{g,max} = 0.269\text{g}$

Incremento sismico di Wood: $E = 20 \times 0.269 \times 4.9 = 26.4 \text{ kN/m}^2$

Spinta su Muro ad U 2Parametri di calcolo

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

$$\gamma_w = 19 \text{ kN/m}^3$$

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

Coefficiente di spinta a riposo

$$k_{0,k} = 0.426 \quad k_{0,M1} = 0.426$$

Incremento sismico di Wood

Altezza totale di riferimento: $H = 4.82\text{m}$

Accelerazione massima al suolo: $a_{g,max} = 0.269\text{g}$

Incremento sismico di Wood: $E = 20 \times 0.269 \times 4.82 = 25.93 \text{ kN/m}^2$

5.12 Ritiro e viscosità*5.12.1 Parametri e dati di calcolo*

Le deformazioni di ritiro e i coefficienti di viscosità sono valutati in accordo all'UNI EN 1992-1-1 assumendo i seguenti parametri di calcolo.

Ai fini del dimensionamento strutturale si considerano i seguenti effetti:

- cavalcaverrovia: ritiro differenziale trave-soletta e copertura-sottostrutture
- galleria artificiale: ritiro differenziale copertura-sottostrutture

Cautelativamente si trascurano gli effetti viscosi delle sottostrutture e pertanto tali parametri sono valutati per i soli elementi in copertura.

IV_Travi prefabbricate

Umidità relativa atmosferica	RH	75	%.
Dimensione convenzionale	h₀	217	mm
Classe di resistenza calcestruzzo		R	
Età del calcestruzzo all'applicazione carichi fase 1	t₀	7	giorni
Età del calcestruzzo all'applicazione carichi fase 2 e 3	t₀	∞	giorni

IV_Soletta

Umidità relativa atmosferica	RH	75	%.
Dimensione convenzionale	h₀	1133	mm
Classe di resistenza calcestruzzo		N	
Età del calcestruzzo all'applicazione carichi fase 3	t₀	7	giorni

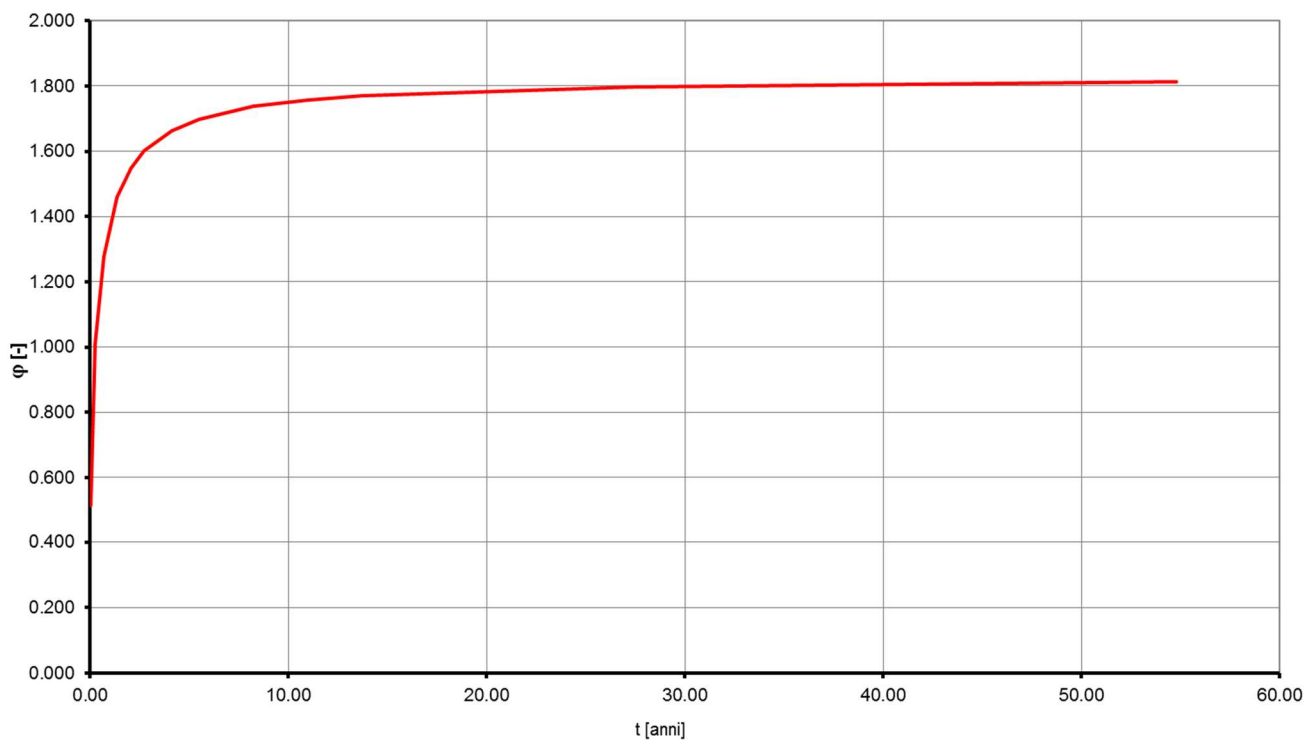
GA_Copertura

Umidità relativa atmosferica	RH	75	%.
Dimensione convenzionale	h₀	1133	mm
Classe di resistenza calcestruzzo		N	
Età del calcestruzzo all'applicazione carichi fase 3	t₀	7	giorni

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
47 di 165**VISCOSITA' - Trave prefabbricata**

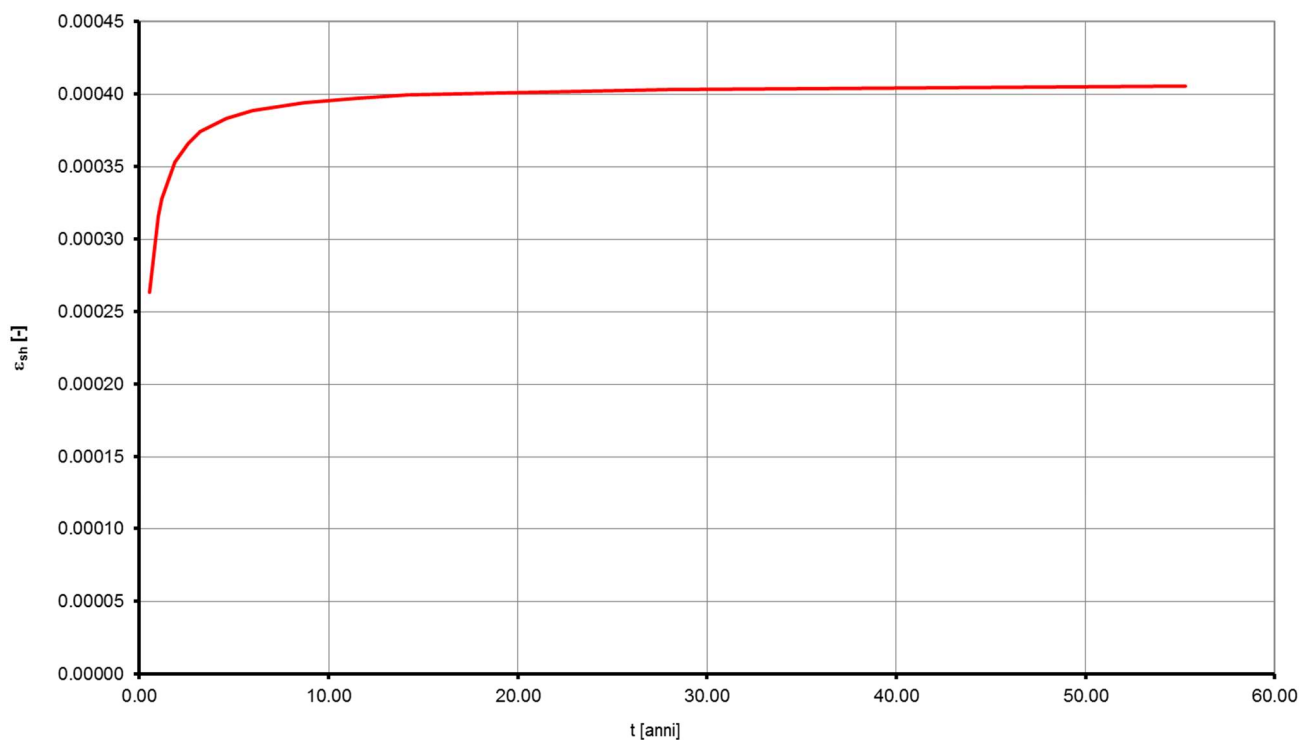
h_0	[mm]	217	217	217	217	217	217	217	217	217	217	217	217	217
RH	[%]	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
R_{ck}	[Mpa]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
f_{ck}	[Mpa]	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35
f_{cm}	[Mpa]	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35
C	[-]	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R
α	[-]	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
t_0	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
t_0^*	[gg]	12.109	12.109	12.109	12.109	12.109	12.109	12.109	12.109	12.109	12.109	12.109	12.109	12.109
α_1	[-]	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834
α_2	[-]	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950
α_3	[-]	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879
Φ_{RH}	[-]	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279
$\beta(f_{cm})$	[-]	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495
$\beta(t_0)$	[-]	0.572	0.572	0.572	0.572	0.572	0.572	0.572	0.572	0.572	0.572	0.572	0.572	0.572
β_H	[-]	545	545	545	545	545	545	545	545	545	545	545	545	545
ϕ_0	[-]	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827
t	[gg]	20	100	250	500	750	1000	1500	2000	3000	4000	5000	10000	20000
t	[anni]	0.05	0.27	0.68	1.37	2.05	2.74	4.11	5.48	8.22	10.96	13.70	27.40	54.79
$\beta(t, t_0)$	[-]	0.279	0.553	0.699	0.798	0.847	0.876	0.911	0.930	0.951	0.962	0.969	0.984	0.992
$\phi(t, t_0)$	[-]	0.510	1.010	1.278	1.459	1.547	1.601	1.663	1.699	1.737	1.758	1.771	1.798	1.812
$\phi(t, t_0)/\phi(\inf, t_0)*100$	[-]	28.17	55.75	70.52	80.50	85.40	88.36	91.80	93.74	95.87	97.01	97.72	99.22	100.00

TRAVE PREFABBRICATA - Coefficiente di viscosità

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
48 di 165**DEFORMAZIONE PER RITIRO - Trave prefabbricata**

h_0	[mm]	217	217	217	217	217	217	217	217	217	217	217	217	217
RH	[%]	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
RH_0	[%]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
R_{ck}	[Mpa]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
f_{ck}	[Mpa]	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35
f_{cm}	[Mpa]	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35
f_{cm0}	[Mpa]	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
C	[-]	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R
α_{ds1}	[-]	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
α_{ds2}	[-]	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
β_{RH}	[-]	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896
ϵ_{cd0}	[-]	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041
k_h	[-]	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300	0.83300
ϵ_{cd}	[-]	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034
t_s	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
t	[gg]	190	360	430	680	930	1180	1680	2180	3180	4180	5180	10180	20180
t	[anni]	0.52	0.99	1.18	1.86	2.55	3.23	4.60	5.97	8.71	11.45	14.19	27.89	55.29
$\beta_{ds}(t, t_s)$	[-]	0.58868	0.73409	0.76788	0.84034	0.87832	0.90171	0.92900	0.94443	0.96126	0.97027	0.97588	0.98759	0.99370
$\epsilon_{cd}(t)$	[-]	0.00020	0.00025	0.00026	0.00028	0.00030	0.00031	0.00031	0.00032	0.00033	0.00033	0.00033	0.00033	0.00034
$\epsilon_{cainf.}$	[-]	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007
$\beta_{as}(t)$	[-]	0.93651	0.97751	0.98419	0.99457	0.99776	0.99896	0.99972	0.99991	0.99999	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
$\epsilon_{ca}(t)$	[-]	0.00006	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007
$\epsilon_{cs}(t)$	[-]	0.00026	0.00032	0.00033	0.00035	0.00037	0.00037	0.00038	0.00039	0.00039	0.00040	0.00040	0.00040	0.00041
$\epsilon_{cs, graph}(t)$	[-]	0.26362	0.31573	0.32764	0.35291	0.36601	0.37402	0.38332	0.38857	0.39428	0.39734	0.39924	0.40321	0.40528
$\epsilon_{cs}(t)/\epsilon_{cs}(inf.)$	[-]	65.05	77.90	80.84	87.08	90.31	92.29	94.58	95.88	97.29	98.04	98.51	99.49	100.00

TRAVE PREFABBRICATA - Sviluppo della deformazione da ritiro nel tempo

GENERAL CONTRACTOR



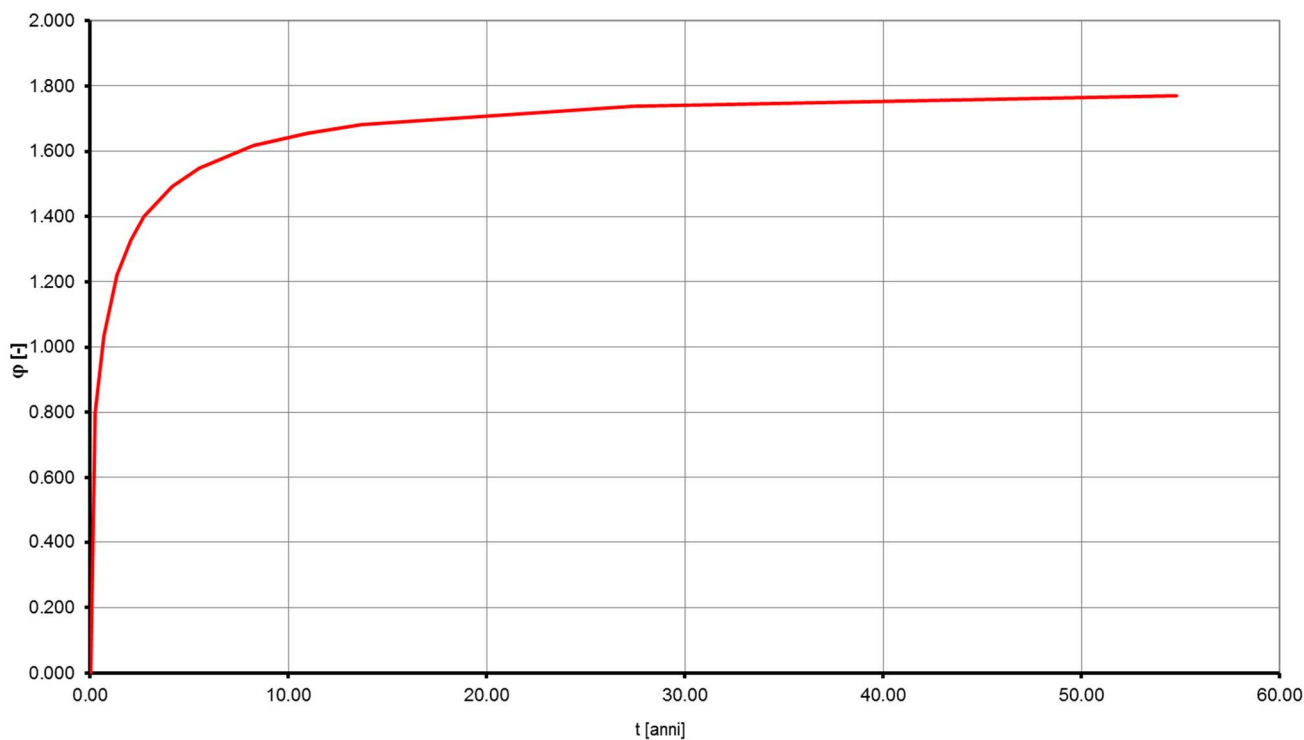
ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
49 di 165**VISCOSITA' - Soletta**

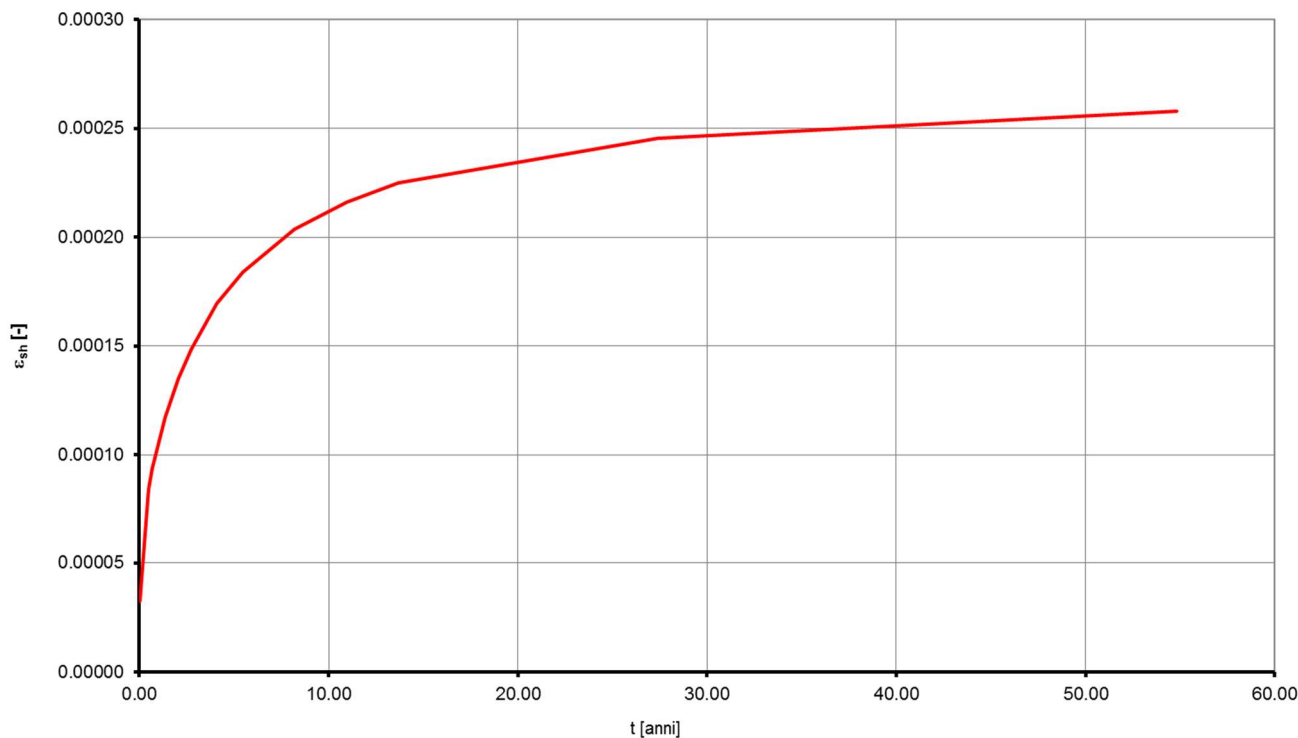
h_0	[mm]	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133
RH	[%]	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
R_{ck}	[Mpa]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
f_{ck}	[Mpa]	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35
f_{cm}	[Mpa]	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35
C	[-]	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
α	[-]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
t_0	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
t_0^*	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
α_1	[-]	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834	0.834
α_2	[-]	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950
α_3	[-]	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879	0.879
ϕ_{RH}	[-]	1.139	1.139	1.139	1.139	1.139	1.139	1.139	1.139	1.139	1.139	1.139	1.139	1.139
$\beta(f_{cm})$	[-]	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495	2.495
$\beta(t_0)$	[-]	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635
β_H	[-]	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318
ϕ_0	[-]	1.804	1.804	1.804	1.804	1.804	1.804	1.804	1.804	1.804	1.804	1.804	1.804	1.804
t	[gg]	7	100	250	500	750	1000	1500	2000	3000	4000	5000	10000	20000
t	[anni]	0.02	0.27	0.68	1.37	2.05	2.74	4.11	5.48	8.22	10.96	13.70	27.40	54.79
$\beta(t, t_0)$	[-]	0.000	0.442	0.572	0.677	0.736	0.776	0.827	0.859	0.896	0.918	0.932	0.964	0.981
$\phi(t, t_0)$	[-]	0.000	0.798	1.033	1.221	1.328	1.400	1.492	1.549	1.617	1.656	1.682	1.738	1.770
$\phi(t, t_0)/\phi(\inf, t_0)*100$	[-]	0.00	45.08	58.34	68.99	75.06	79.12	84.31	87.54	91.37	93.57	95.02	98.21	100.00

SOLETTA - Coefficiente di viscosità

Doc. N.

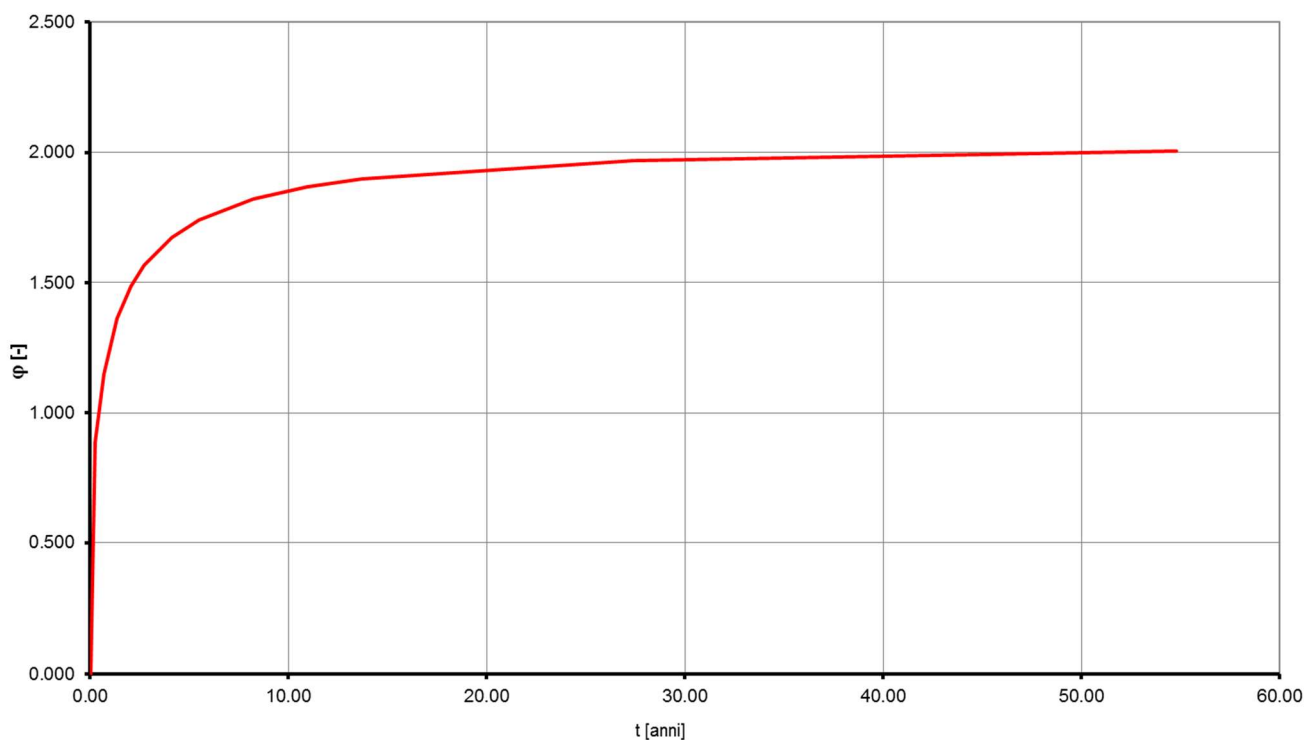
Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
50 di 165**DEFORMAZIONE PER RITIRO - Soletta**

h_0	[mm]	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133	1133
RH	[%]	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
RH_0	[%]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
R_{ck}	[Mpa]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
f_{ck}	[Mpa]	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35	37.35
f_{cm}	[Mpa]	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35	45.35
f_{cm0}	[Mpa]	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
C	[-]	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
α_{ds1}	[-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
α_{ds2}	[-]	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
β_{RH}	[-]	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896
ϵ_{cd0}	[-]	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029
k_h	[-]	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000
ϵ_{cd}	[-]	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020	0.00020
t_s	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
t	[gg]	10	180	250	500	750	1000	1500	2000	3000	4000	5000	10000	20000
t	[anni]	0.03	0.49	0.68	1.37	2.05	2.74	4.11	5.48	8.22	10.96	13.70	27.40	54.79
$\beta_{ds}(t, t_s)$	[-]	0.00196	0.10186	0.13741	0.24424	0.32753	0.39429	0.49462	0.56644	0.66239	0.72357	0.76598	0.86756	0.92911
$\epsilon_{cd}(t)$	[-]	0.00000	0.00002	0.00003	0.00005	0.00007	0.00008	0.00010	0.00012	0.00014	0.00015	0.00016	0.00018	0.00019
$\epsilon_{cainf.}$	[-]	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007
$\beta_{as}(t)$	[-]	0.46871	0.93166	0.95767	0.98858	0.99582	0.99821	0.99957	0.99987	0.99998	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
$\epsilon_{ca}(t)$	[-]	0.00003	0.00006	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007	0.00007
$\epsilon_{cs}(t)$	[-]	0.00003	0.00008	0.00009	0.00012	0.00013	0.00015	0.00017	0.00018	0.00020	0.00022	0.00022	0.00025	0.00026
$\epsilon_{cs, graph}(t)$	[-]	0.03245	0.08450	0.09354	0.11747	0.13497	0.14877	0.16935	0.18404	0.20364	0.21613	0.22479	0.24554	0.25811
$\epsilon_{cs}(t)/\epsilon_{cs}(inf.)$	[-]	12.57	32.74	36.24	45.51	52.29	57.64	65.61	71.30	78.90	83.74	87.09	95.13	100.00

SOLETTA - Sviluppo della deformazione da ritiro nel tempo

VISCOSITA' - Copertura

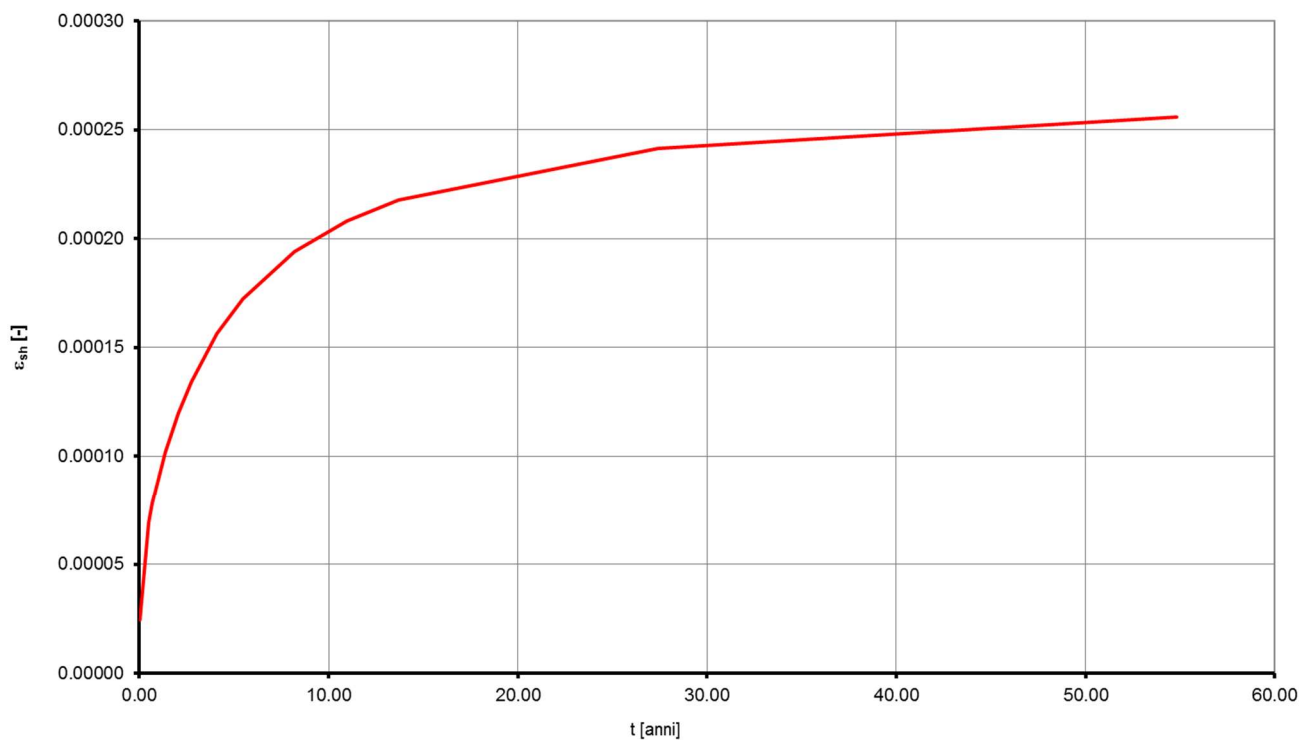
h_0	[mm]	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
RH	[%]	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
R_{ck}	[Mpa]	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
f_{ck}	[Mpa]	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71
f_{cm}	[Mpa]	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71
C	[-]	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
α	[-]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
t_0	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
t_0^*	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
α_1	[-]	0.932	0.932	0.932	0.932	0.932	0.932	0.932	0.932	0.932	0.932	0.932	0.932	0.932
α_2	[-]	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980
α_3	[-]	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951
ϕ_{RH}	[-]	1.195	1.195	1.195	1.195	1.195	1.195	1.195	1.195	1.195	1.195	1.195	1.195	1.195
$\beta(f_{cm})$	[-]	2.700	2.700	2.700	2.700	2.700	2.700	2.700	2.700	2.700	2.700	2.700	2.700	2.700
$\beta(t_0)$	[-]	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635
β_H	[-]	1426	1426	1426	1426	1426	1426	1426	1426	1426	1426	1426	1426	1426
ϕ_0	[-]	2.048	2.048	2.048	2.048	2.048	2.048	2.048	2.048	2.048	2.048	2.048	2.048	2.048
t	[gg]	7	100	250	500	750	1000	1500	2000	3000	4000	5000	10000	20000
t	[anni]	0.02	0.27	0.68	1.37	2.05	2.74	4.11	5.48	8.22	10.96	13.70	27.40	54.79
$\beta(t, t_0)$	[-]	0.000	0.433	0.561	0.665	0.725	0.766	0.818	0.850	0.890	0.912	0.927	0.961	0.980
$\phi(t, t_0)$	[-]	0.000	0.886	1.149	1.362	1.485	1.568	1.674	1.741	1.822	1.868	1.899	1.967	2.006
$\phi(t, t_0)/\phi(\inf, t_0)*100$	[-]	0.00	44.16	57.27	67.90	74.03	78.15	83.49	86.83	90.82	93.15	94.68	98.08	100.00

COPERTURA - Coefficiente di viscosità

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
52 di 165**DEFORMAZIONE PER RITIRO - Copertura**

h_0	[mm]	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
RH	[%]	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
RH_0	[%]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
R_{ck}	[Mpa]	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
f_{ck}	[Mpa]	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71	30.71
f_{cm}	[Mpa]	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71	38.71
f_{cm0}	[Mpa]	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
C	[-]	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
α_{ds1}	[-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
α_{ds2}	[-]	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
β_{RH}	[-]	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896
ϵ_{cd0}	[-]	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032	0.00032
k_h	[-]	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000	0.70000
ϵ_{cd}	[-]	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022	0.00022
t_s	[gg]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
t	[gg]	10	180	250	500	750	1000	1500	2000	3000	4000	5000	10000	20000
t	[anni]	0.03	0.49	0.68	1.37	2.05	2.74	4.11	5.48	8.22	10.96	13.70	27.40	54.79
$\beta_{ds}(t, t_s)$	[-]	0.00180	0.09424	0.12751	0.22869	0.30884	0.37390	0.47310	0.54517	0.64286	0.70600	0.75018	0.85734	0.92322
$\epsilon_{cd}(t)$	[-]	0.00000	0.00002	0.00003	0.00005	0.00007	0.00008	0.00010	0.00012	0.00014	0.00016	0.00017	0.00019	0.00020
$\epsilon_{cainf.}$	[-]	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005
$\beta_{as}(t)$	[-]	0.46871	0.93166	0.95767	0.98858	0.99582	0.99821	0.99957	0.99987	0.99998	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
$\epsilon_{ca}(t)$	[-]	0.00002	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005
$\epsilon_{cs}(t)$	[-]	0.00002	0.00007	0.00008	0.00010	0.00012	0.00013	0.00016	0.00017	0.00019	0.00021	0.00022	0.00024	0.00026
$\epsilon_{cs, graph}(t)$	[-]	0.02467	0.06908	0.07778	0.10176	0.11986	0.13437	0.15638	0.17233	0.19394	0.20790	0.21767	0.24137	0.25594
$\epsilon_{cs}(t)/\epsilon_{cs}(inf.)$	[-]	9.64	26.99	30.39	39.76	46.83	52.50	61.10	67.33	75.78	81.23	85.05	94.31	100.00

COPERTURA - Sviluppo della deformazione da ritiro nel tempo

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 53 di 165
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

5.12.2 Cavalcaferrovia – Ritiro uniforme trave-soletta

Ipotizzando che il 50% della deformazione della soletta avvenga dolo la solidarizzazione con la trave, la deformazione “uniforme” sulla sezione composta risulta pari al restante 50%.

$$\varepsilon_{sh,uniforme} = 0.50 \times \varepsilon_{sh,soletta} = 0.50 \times 2.6 \times 10^{-4} = 1.3 \times 10^{-4}$$

5.12.3 Cavalcaferrovia – Ritiro differenziale trave-soletta

Per il cavalcaferrovia, l'effetto del ritiro impedito della soletta è tenuto in conto, in fase di verifica tensionale della trave, considerando gli effetti indotti dalla distorsione (deformazione da ritiro) applicata ad una sola porzione della sezione (soletta). Nello specifico si ipotizza che il 50% della deformazione della soletta avvenga dopo la solidarizzazione con la trave.

Di seguito si riporta il calcolo dello stato tensionale conseguente nonché le forze/deformazioni a “struttura isostatica” da tenere in conto nella modellazione.

RITIRO TRAVE-SOLETTA

t_0	[gg]	3	tempo di applicazione del carico
t_i	[gg]	3	tempo inizio fase
t_j	[gg]	20000	tempo fine fase
ΔN_{ext}	[kN]	0	Azione assiale applicata
ΔM_{ext}	[kNm]	0	Momento flettente applicato
$\varepsilon_{0,ext}$	[-]	0.00E+00	Deformazione assiale associata a ΔN_{ext}
$\psi_{0,ext}$	[1/mm]	0.00E+00	Curvatura associata a ΔM_{ext}
A^*	[mm ²]	6.966E+05	Area sezione omogeneizzata
S^*	[mm ³]	-7.451E-09	Momento statico della sezione omogeneizzata
y'	[mm]	5.175E+02	Baricentro della sezione omogeneizzata
I^*	[mm ⁴]	8.470E+10	Inerzia della sezione omogeneizzata
E_{rif}	[N/mm ²]	34625	Modulo elastico
$\Delta \sigma_{c1.inf}$	[N/mm ²]	-0.27	Sforzo CLS - Trave - Lembo inferiore
$\Delta \sigma_{c1.sup}$	[N/mm ²]	-3.23	Sforzo CLS - Trave - Lembo superiore
$\Delta \sigma_{c2.inf}$	[N/mm ²]	1.38	Sforzo CLS - Soletta - Lembo inferiore
$\Delta \sigma_{c2.sup}$	[N/mm ²]	0.24	Sforzo CLS - Soletta - Lembo superiore
ΔN	[kN]	-1257	Azione assiale "di rilascio"
ΔM	[kNm]	251	Momento flettente "di rilascio"
ε_0	[-]	-5.21E-05	Deformazione assiale associata a ΔN
ψ_0	[1/mm]	8.55E-08	Curvatura associata a ΔM
$\Delta T_{u,eq}$	[°C]	-5.2	Gradiente termico uniforme equivalente
$\Delta T_{l,eq}$	[°C/m]	8.6	Gradiente termico lineare equivalente

5.12.4 Galleria artificiale

Di seguito si riporta il calcolo del gradiente termico equivalente alla deformazione da ritiro della copertura.

Modulo elastico iniziale	$E_{c,i}$	=	33019 N/mm ²
Modulo elastico a tempo infinito	$E_{c,f}$	=	$E_{c,i} / (1 + \chi \phi) =$
		=	$33019 / (1 + 0.8 \times 2.013) =$
		=	12649 N/mm ²
Deformazione totale da ritiro	ϵ_{sh}	=	2.6×10^{-4}
Coefficiente di dilatazione termica	α	=	$1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Gradiente termico equivalente	ΔT_{eq}	=	$E_{c,f} / E_{c,i} \times \epsilon_{sh} / \alpha =$
		=	$12649 / 33019 \times 2.6 \times 10^{-4} / 1 \times 10^{-5} =$
		=	9.96 °C → 10.0 °C

Design load	SLE_RARA_03	SLE_RARA_04	SLE_FREQ_01	SLE_FREQ_02	SLE_FREQ_03	SLE_FREQ_04	
IV g1.1k PP Fondazione	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
IV g1.2k PP Elevazione	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
IV g1.3k PP Tombamento	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
IV g1.4k PP Travi cap	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
IV g1.5k PP Soletta	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
IV g1.6k PP Cordoli	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
IV g2.1k Finiture	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
IV g2.2k Barriere	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
IV g3.1k Spinta T Perm	0.600	0.600	1.000	1.000	0.600	0.600	
IV q1k Spinta T Var	0.000	0.000	0.750	0.750	0.000	0.000	
IV q3k Frenatura	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
IV qvk Vento	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	
IV+GA e1.1k Temp.UNIFORME	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	
IV+GA e1.2k Temp.LINEARE	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	
IV e2.1k Ritiro U	0.000	1.000	0.000	1.000	0.000	1.000	
IV e2.2k Ritiro Diff	0.000	1.000	0.000	1.000	0.000	1.000	
IV+GA Ex Inerzie	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
IV Ex Spinta terreno	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
IV+GA Ey Inerzie	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
GA g1.1k PP Fondazione	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
GA g1.2k PP Elevazione	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
GA g1.3k PP Copertura	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
GA g2.1k Massetto interno	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
GA g2.2k Marciapiedi	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
GA g2.3k Ballast	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
GA g2.4k Tombamento	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
GA g3.1k Spinta T Perm	1.000	1.000	0.600	0.600	1.000	1.000	
GA q1k Spinta T Var	1.000	1.000	0.000	0.000	0.750	0.750	
GA qvk Traffico Vert	1.000	1.000	0.600	0.600	0.600	0.600	
GA qsk Traffico Serpeggio	1.000	1.000	0.600	0.600	0.600	0.600	
GA e2.1k Ritiro	0.000	1.000	0.000	1.000	0.000	1.000	
GA Ex Spinta terreno	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
IV+GA Traffico stradale RARA	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
IV+GA Traffico stradale_FREQ	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

Combinazione per muri ad U

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	SLV X 1	SLV X 2	SLV Z	SLV -Z	SLE Rara 1	SLE Rara 2	SLE Rara 3	SLE Rara 4
Peso Proprio	1.3	1	1.3	1	1.3	1	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Carico permanente	1.3	1	1.3	1	1.3	1	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinta Car Perm	1	1	1.3	1.3	1	1	1.3	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1
Terreno su fondazione	1.3	1	1.3	1	1.3	1	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinta terr int	1	1	1.3	1.3	1	1	1.3	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinta terr est basso	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
Spinta terr est alto	1.3	1.3	0	0	1.3	1.3	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
Sovraccarico su terrapieno	0	0	1.5	1.5	0	0	1.125	1.125	0	0	0	0	1	1	0.75	0.75
Spinta Sovraccarico	0	0	1.5	1.5	0	0	1.125	1.125	0	0	0	0	1	1	0.75	0.75
Vento direzione est	0	0	0.9	0.9	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0.6	0	1	0
Vento direzione int	0.9	0.9	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	1
SLV Trasv	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0.3	0.3	0	0	0	0
SLV vert +	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0
SLV vert -	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0
Incremento spinta Wood	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0.3	0.3	0	0	0	0

Cautelativamente è stato assunto pari a 1.5 il coefficiente relativo al carico da traffico e 0.75 il suo coefficiente di combinazione, facendo riferimento al carico tandem del LM 1.

7. MODELLO FEM

7.1 Software adottato

Le analisi numeriche sono svolte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Civil 2017, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

I risultati ottenuti sono stati considerati attendibili dagli scriventi a fronte di verifiche condotte con metodi semplificati o con altri codici di calcolo nonché, in prima battuta, dal confronto critico con i risultati presentati dai documenti di progettazione definitiva.

7.2 Aspetti generali

Per valutare in dettaglio il comportamento d'insieme dell'opera ovvero le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, si procede con una modellazione FEM integrale del cavalcavia che comprende:

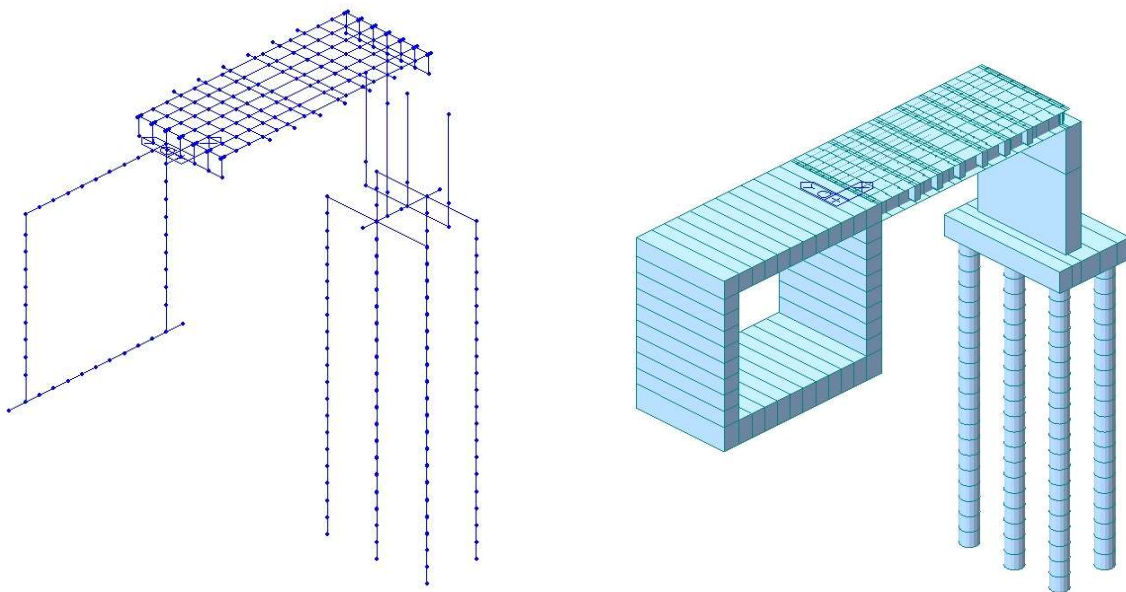
- concio scatolare della GA (concio 6)
- spalla su pali dell'IV40
- impalcato dell'IV40 monolitico con il concio della GA

Il modello è sviluppato con elementi monodimensionali tipo "beam".

Convenzionalmente si adotta il seguente sistema di riferimento

- asse X = asse orizzontale longitudinale
- asse Y = asse orizzontale trasversale
- asse Z = asse verticale

Di seguito si riportano una serie di immagini rappresentative del modello sviluppato.

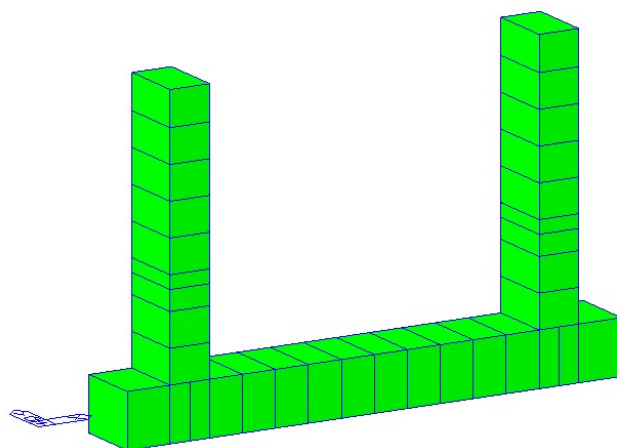
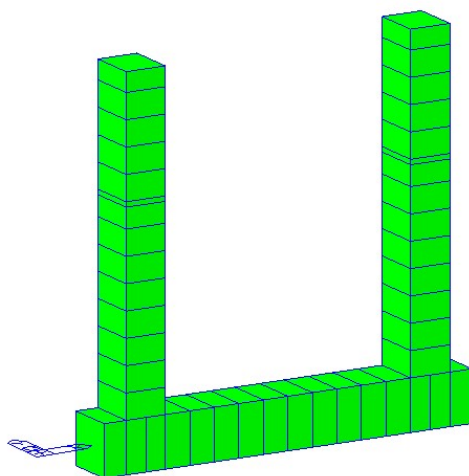


Il modello dei muri ad U è stato realizzato su un metro utilizzando elementi monodimensionali di tipo “beam”.

Convenzionalmente si adotta il seguente sistema di riferimento

- asse X = asse orizzontale trasversale
- asse Y = asse orizzontale longitudinale
- asse Z = asse verticale

Di seguito si riportano un’immagine rappresentativa del modello sviluppato.



7.3 Carichi

I carichi sono modellati come:

- forze/coppie nodali
- forze/coppie per unità di lunghezza
- gradienti termici uniformi e lineari

Per quanto riguarda i carichi da traffico, il software impiegato consente di simulare l'effetto di un carico viaggiante (*vehicle*) lungo apposite corsie (*lane*), massimizzando gli effetti in tutti gli elementi modellati.

7.4 Vincoli

In generale si considerano vincoli elastici traslazionali e rotazioni ad eccezione per i pali la cui cedevolezza assiale è trascurata, imponendo un vincolo rigido alla base.

Di seguito si riportano i valori di rigidità ed in particolare di costanti di sottofondo implementate nel modello e definite in relazione alla caratterizzazione geotecnica e a valori tipici di bibliografia.

GA – Concio 6

Costante di sottofondo verticale associata a spostamenti traslazionali: $k_v = 5000 \text{ kN/m}^3$

Costante di sottofondo verticale associata a spostamenti rotazionali: $k_v = 10000 \text{ kN/m}^3$

Costante di sottofondo orizzontale: $k_h = 25000 \text{ kN/m}^3$

IV40

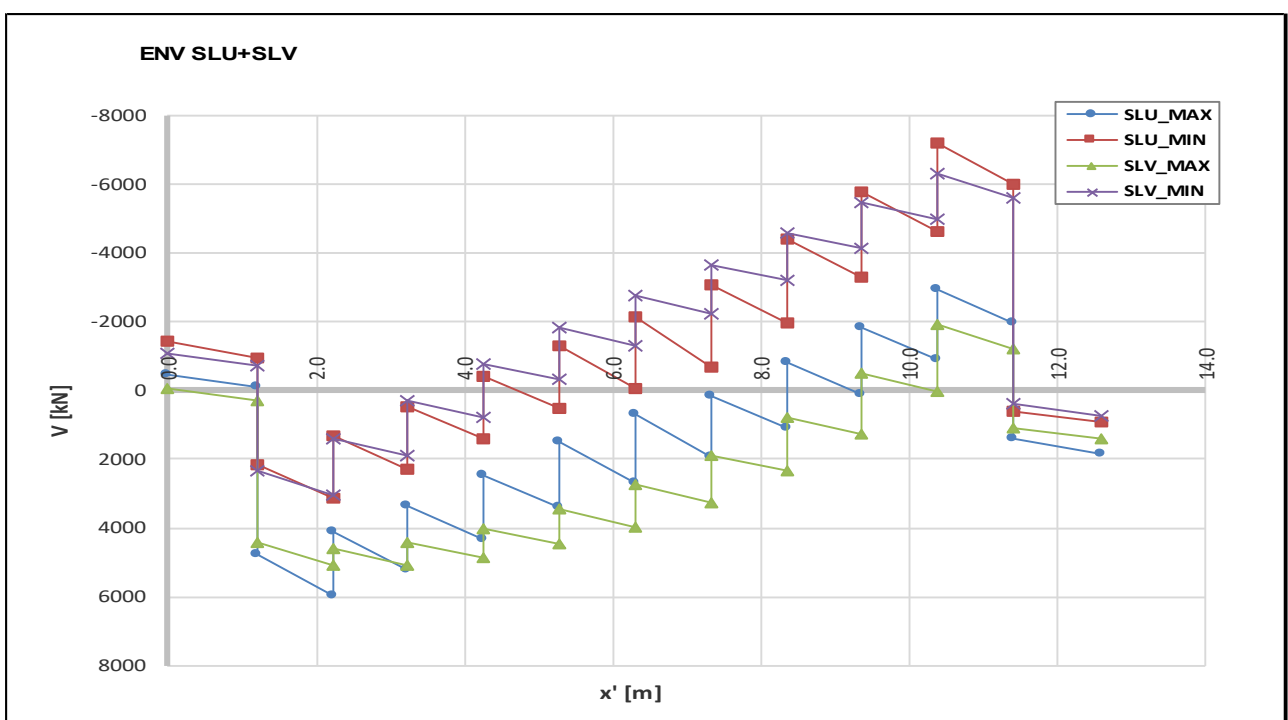
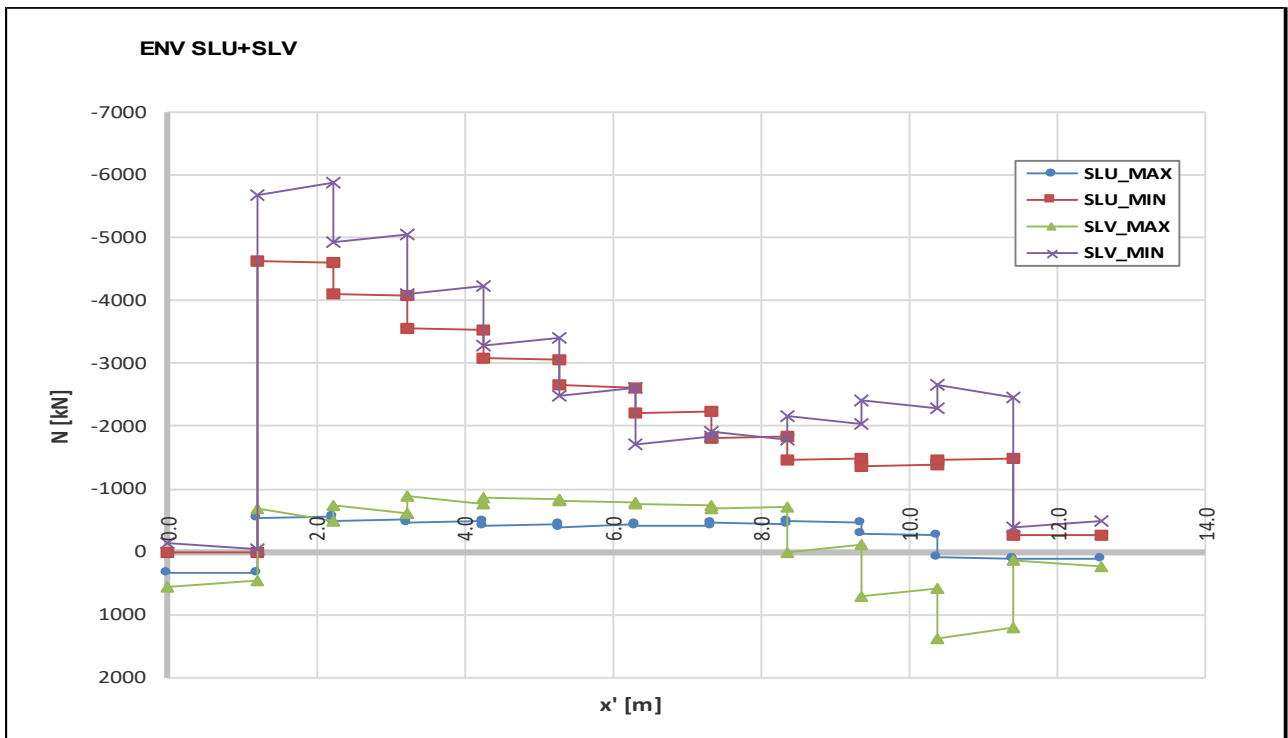
Costante di sottofondo orizzontale (fusto pali) : $k_h = 15000 \text{ kN/m}^3$

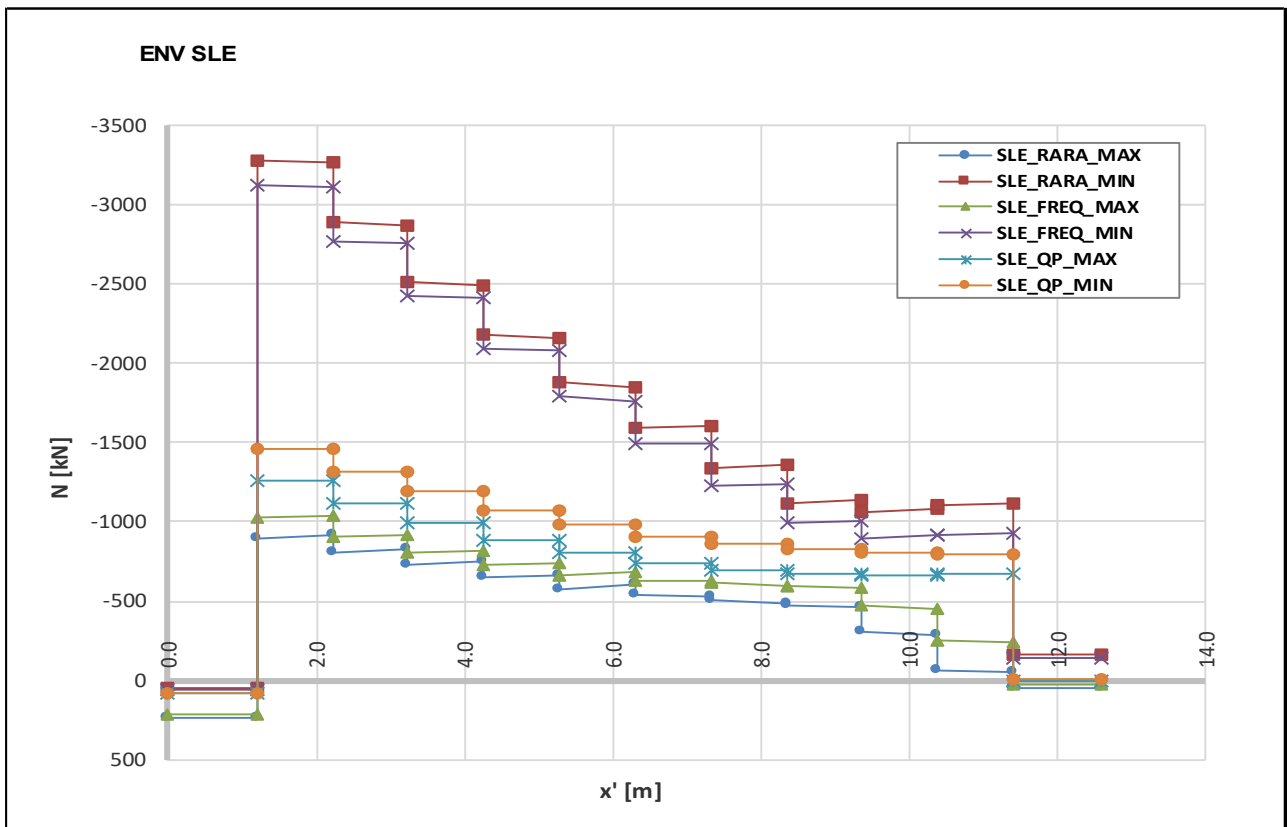
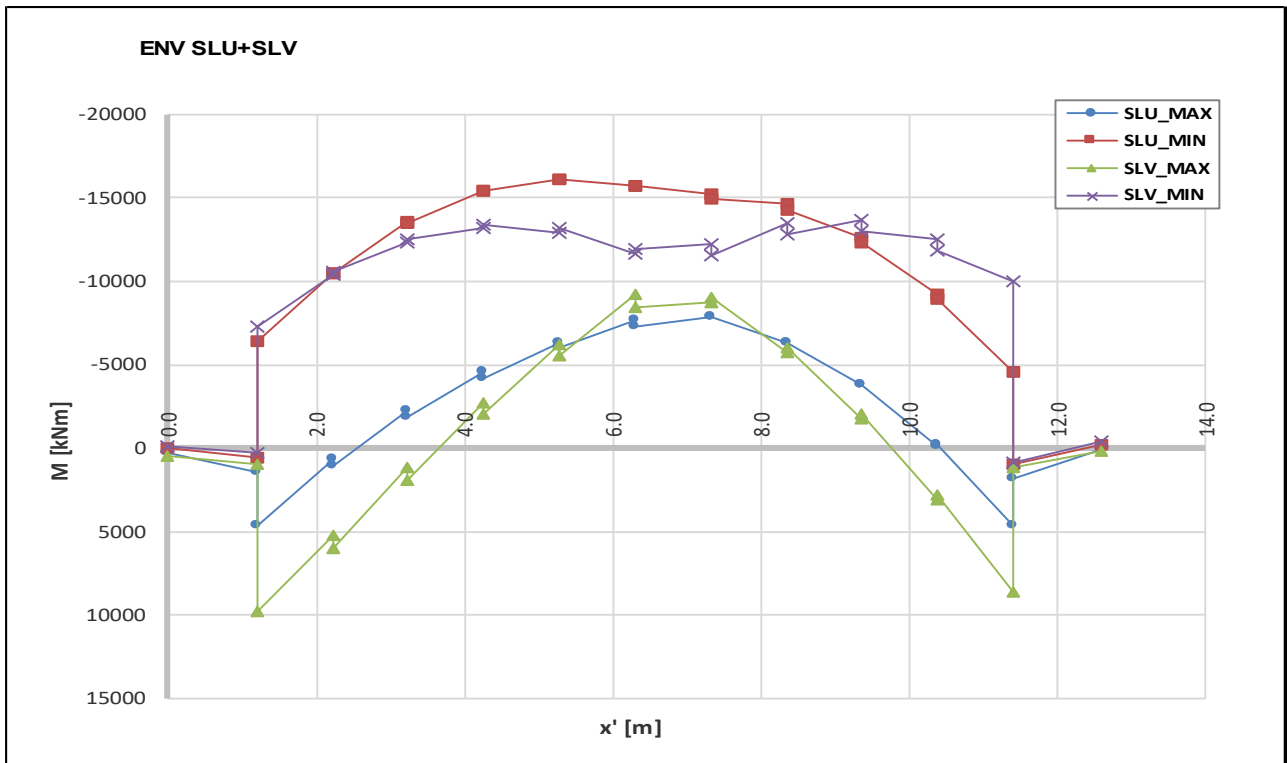
Muri ad U

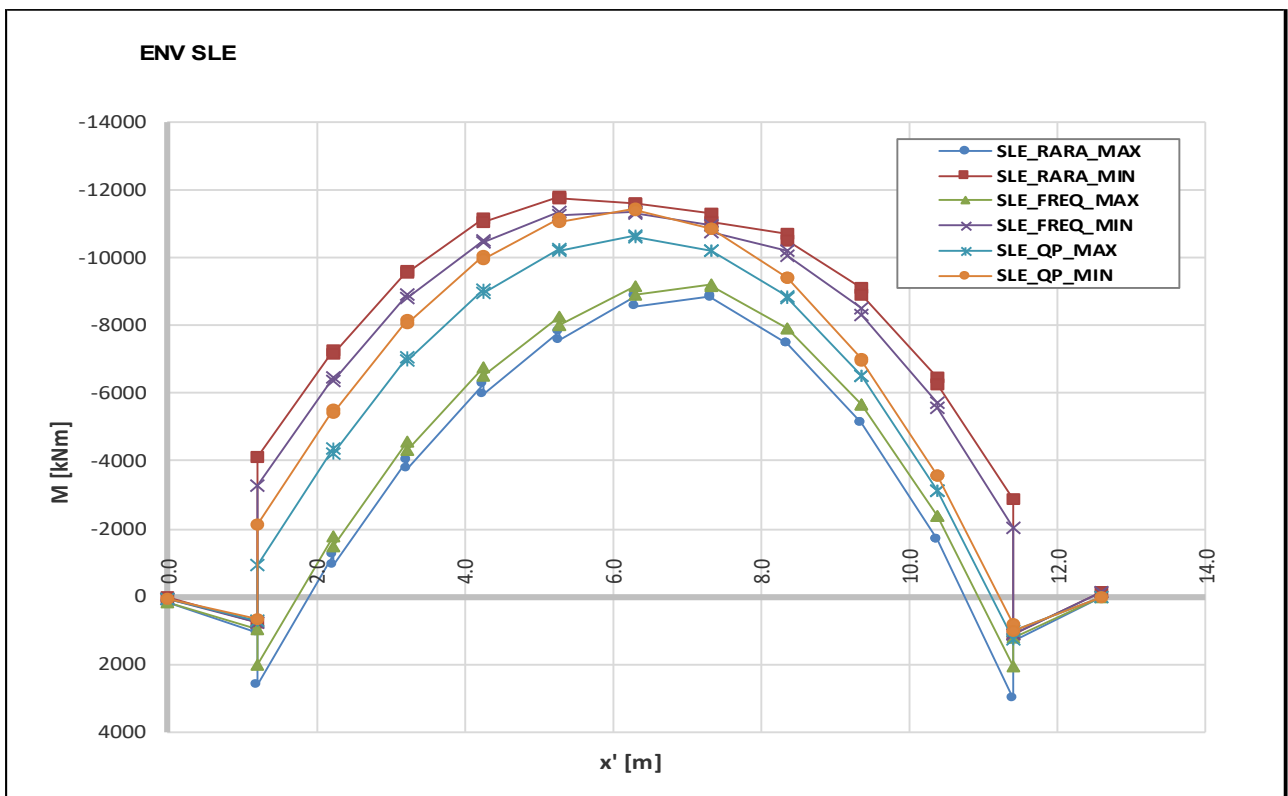
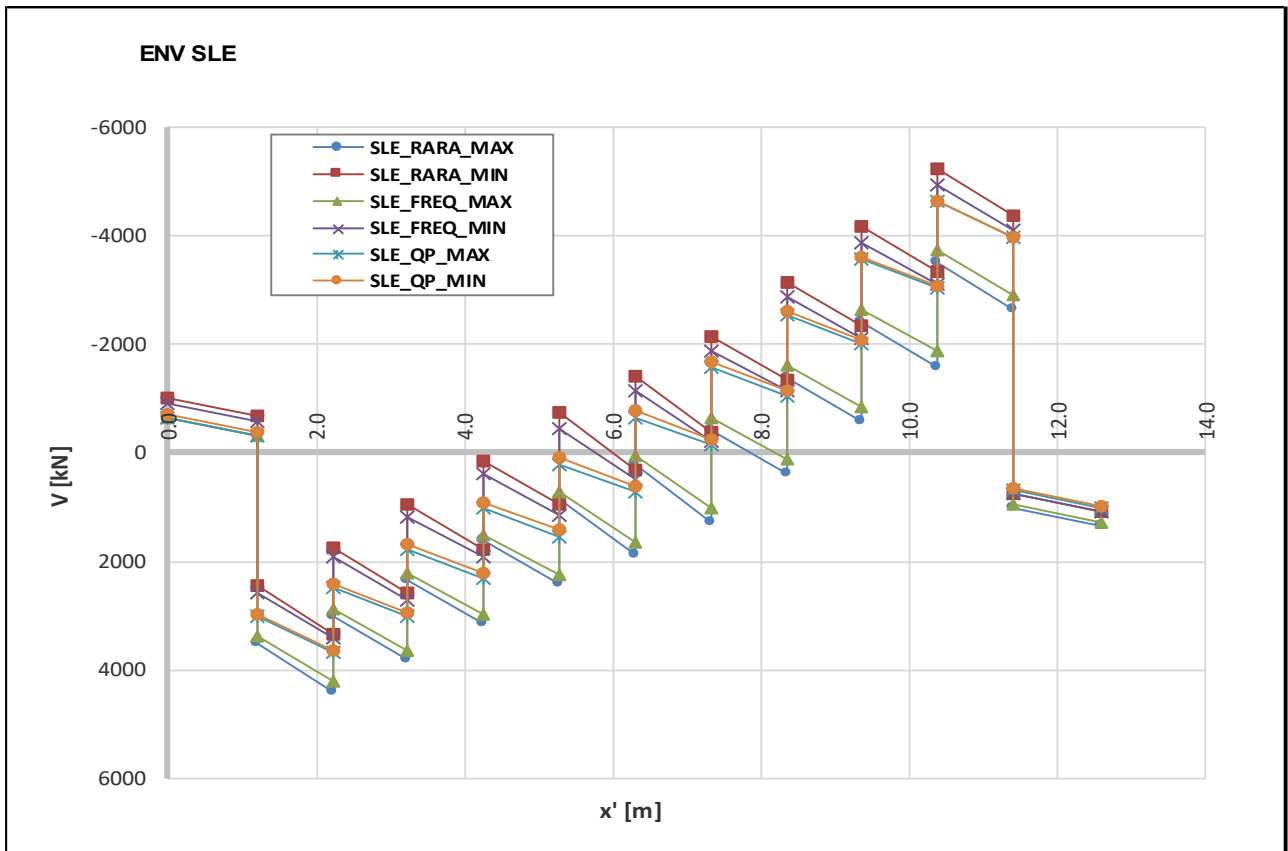
Costante di sottofondo verticale associata a spostamenti traslazionali: $k_v = 5000 \text{ kN/m}^3$

7.5 Sintesi dei risultati

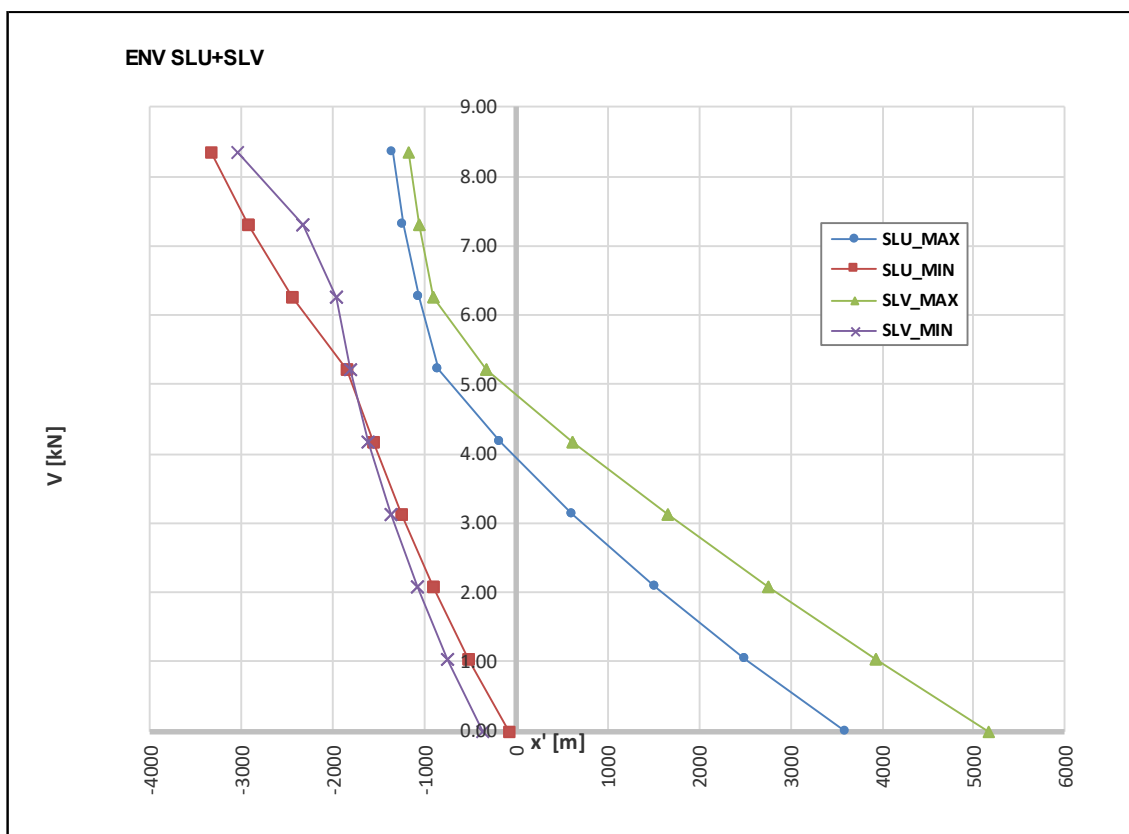
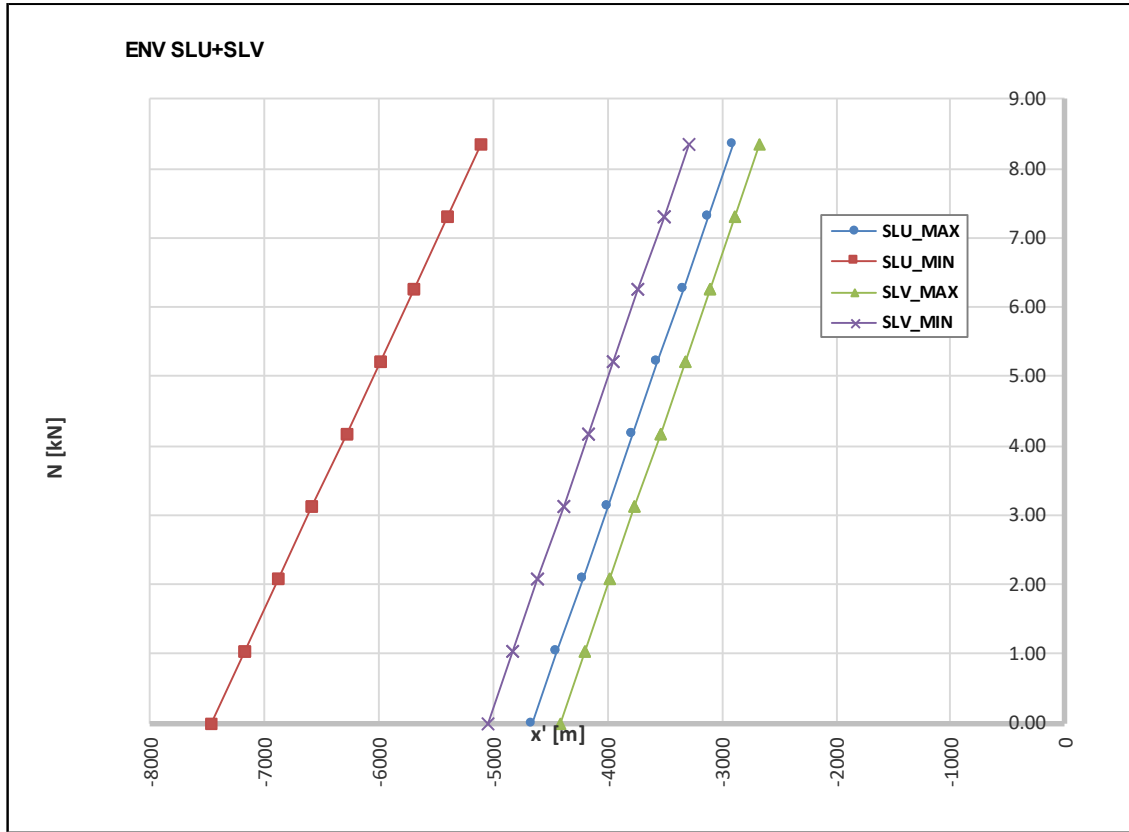
7.5.1 CONCIO 6 – Fondazione



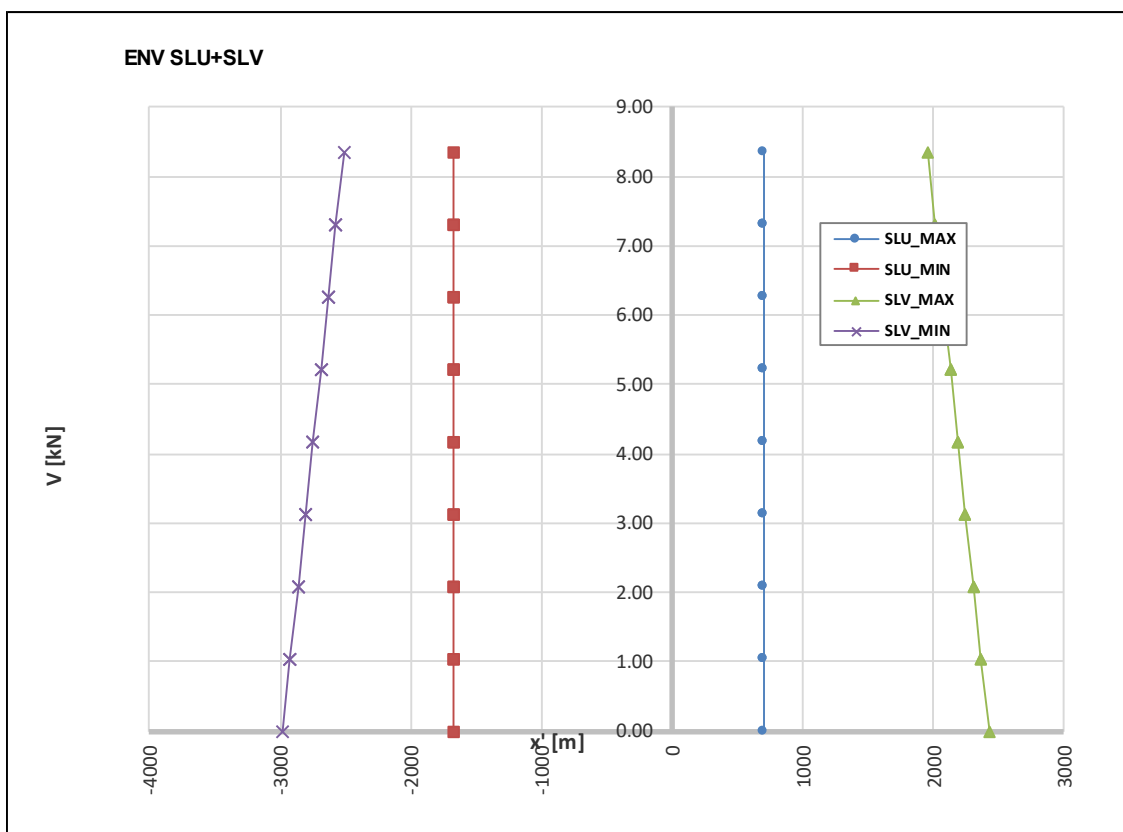
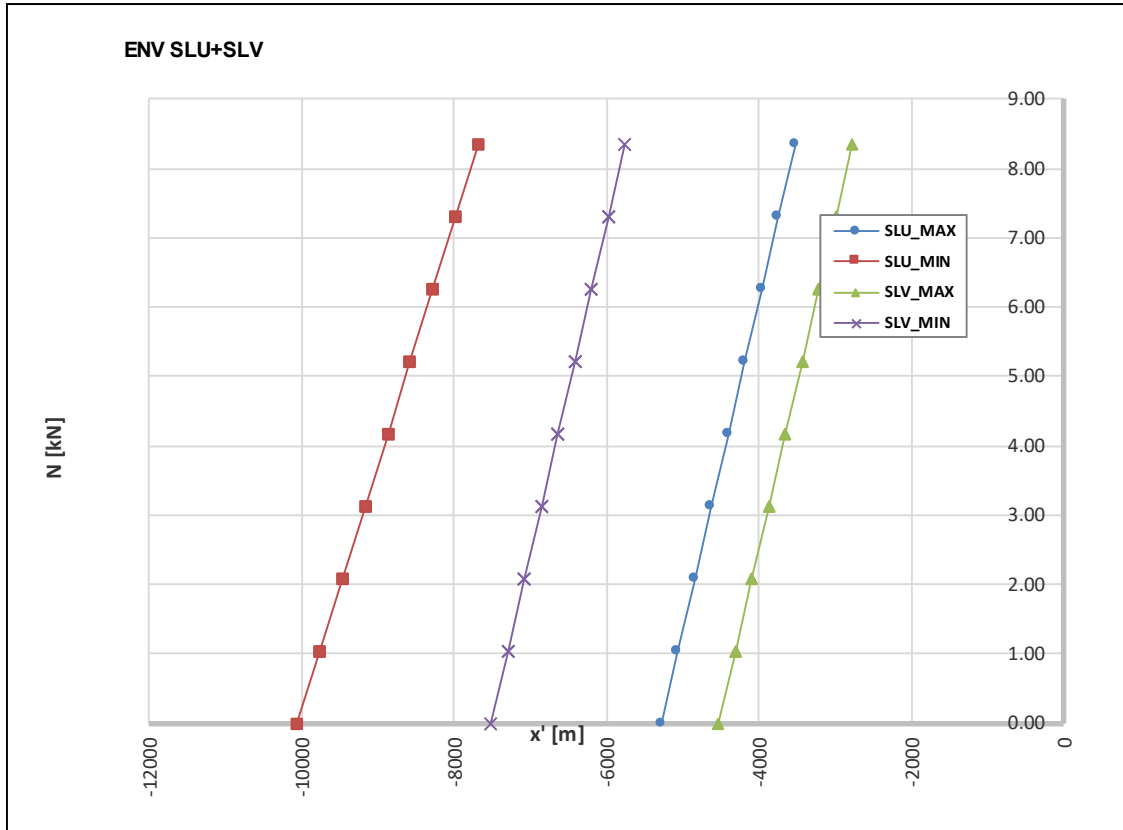


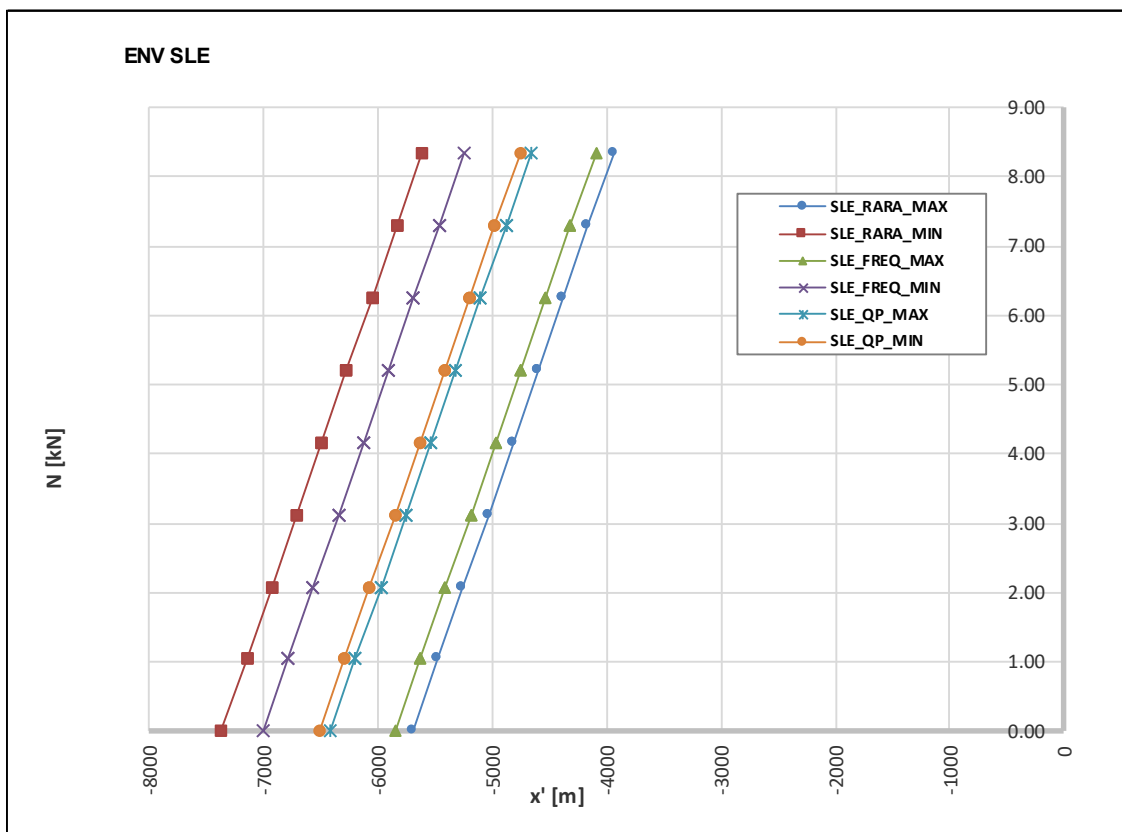
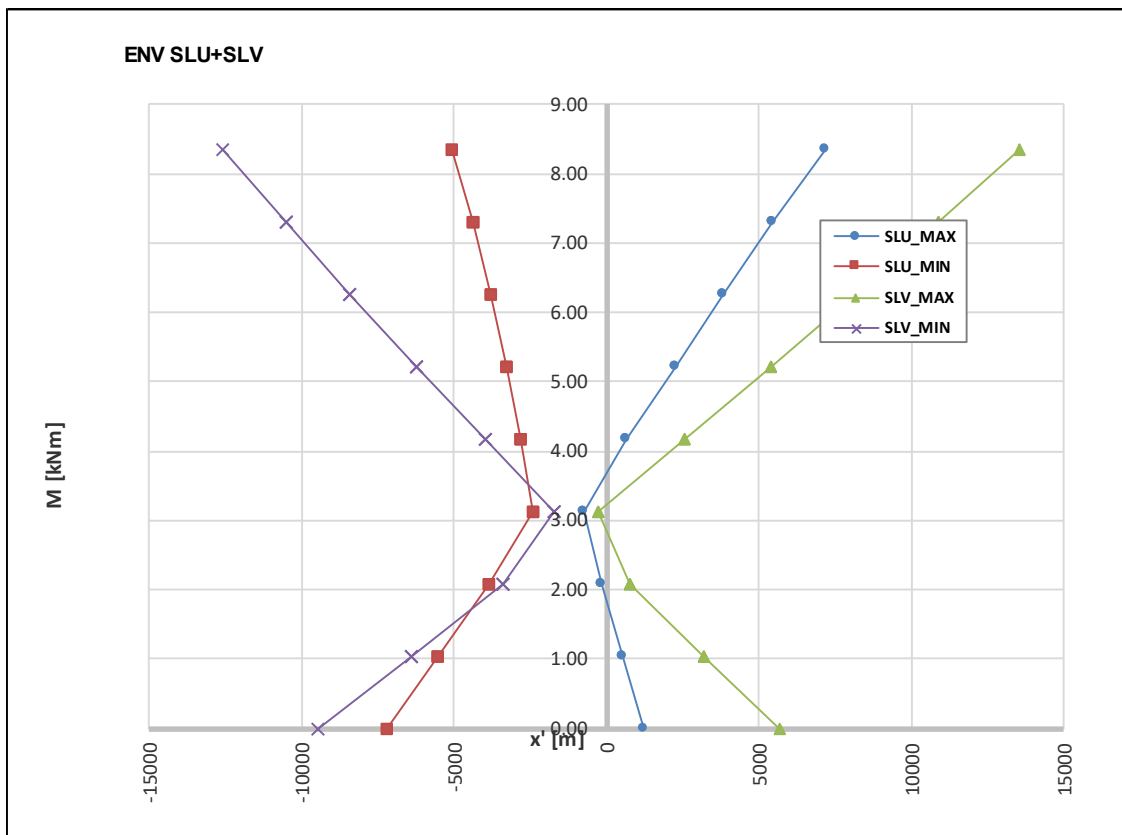


7.5.2 CONCIO 6 – Parete SX



7.5.3 CONCIO 6 – Parete DX





Doc. N.

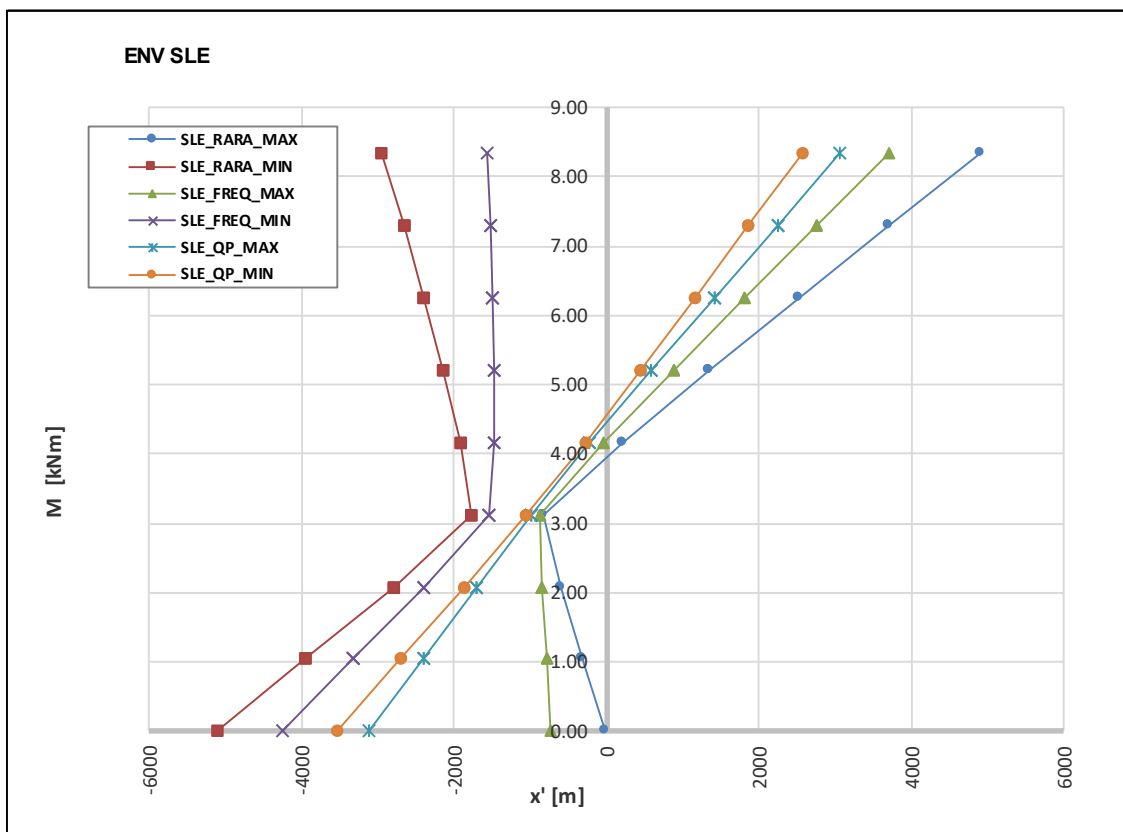
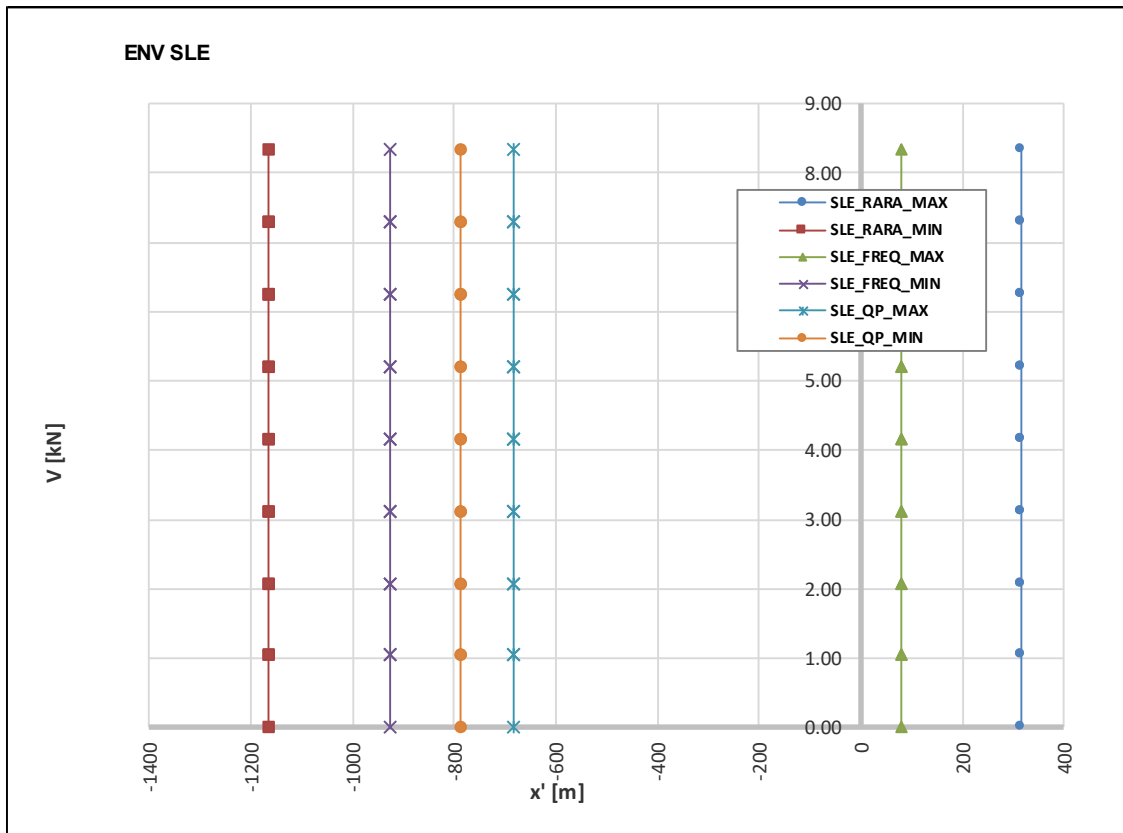
Progetto
INOR

Lotto
12

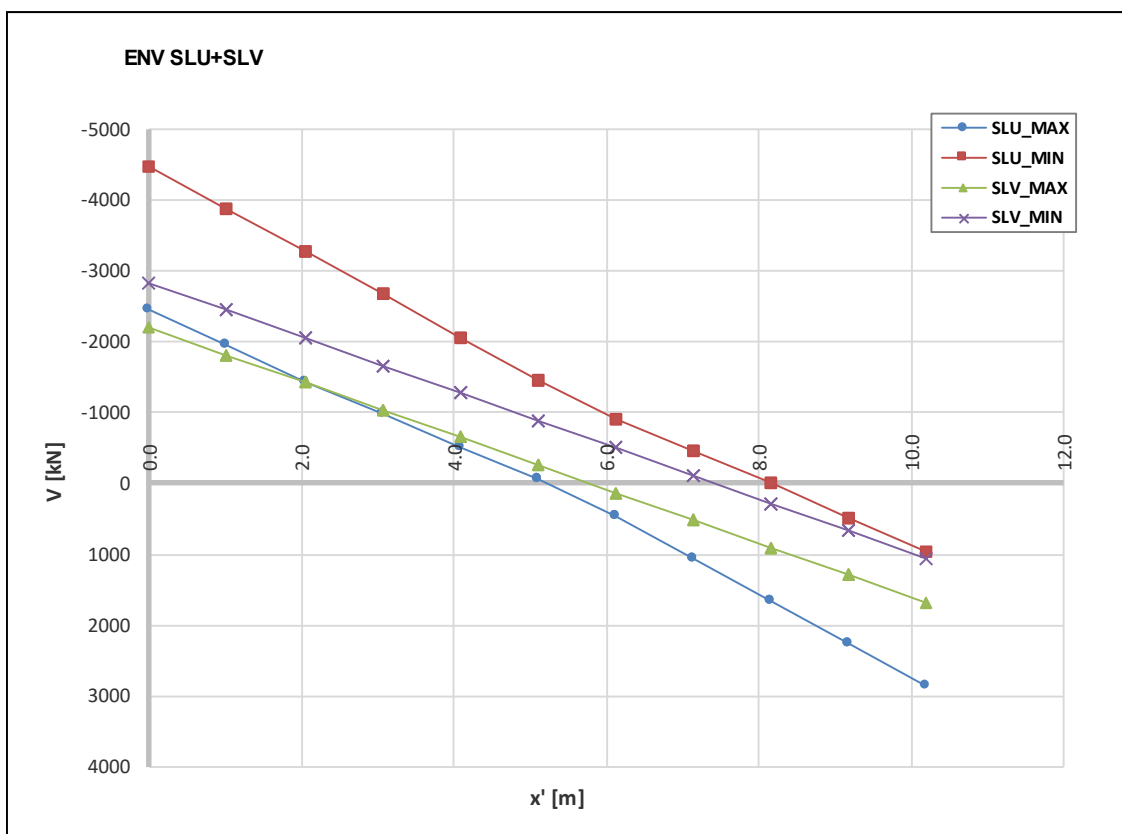
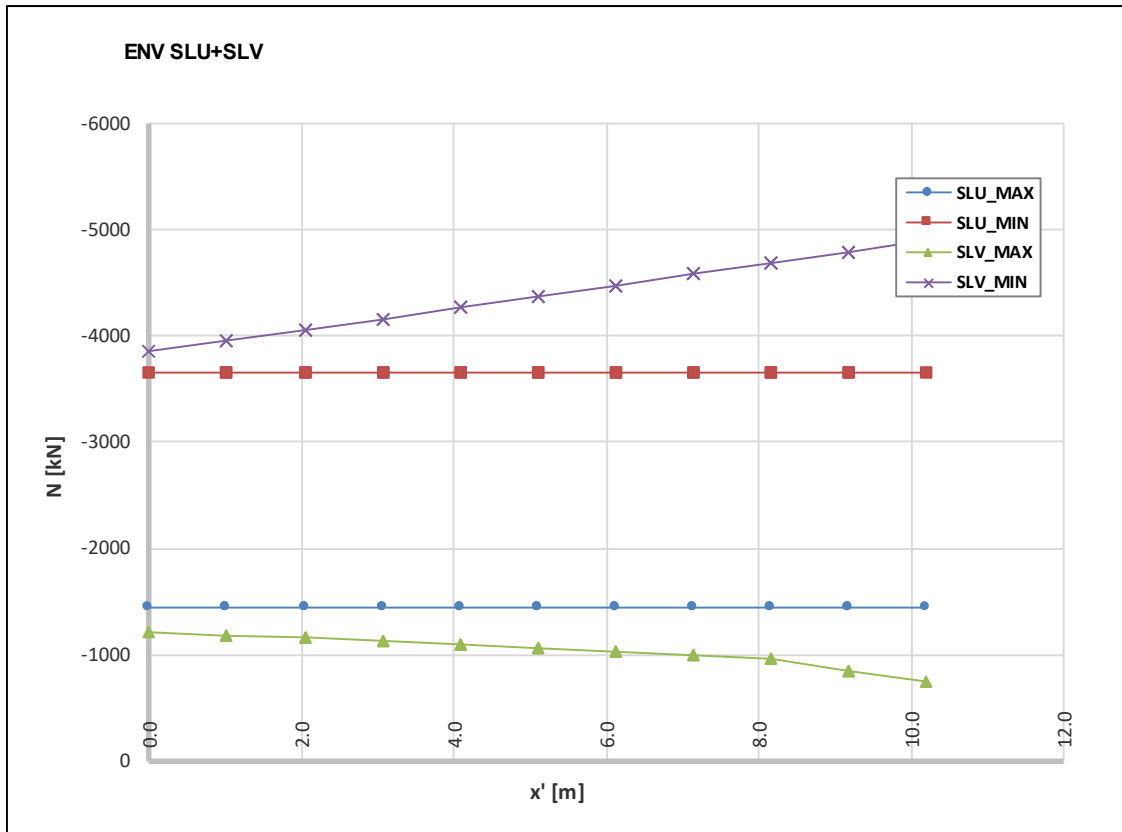
Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

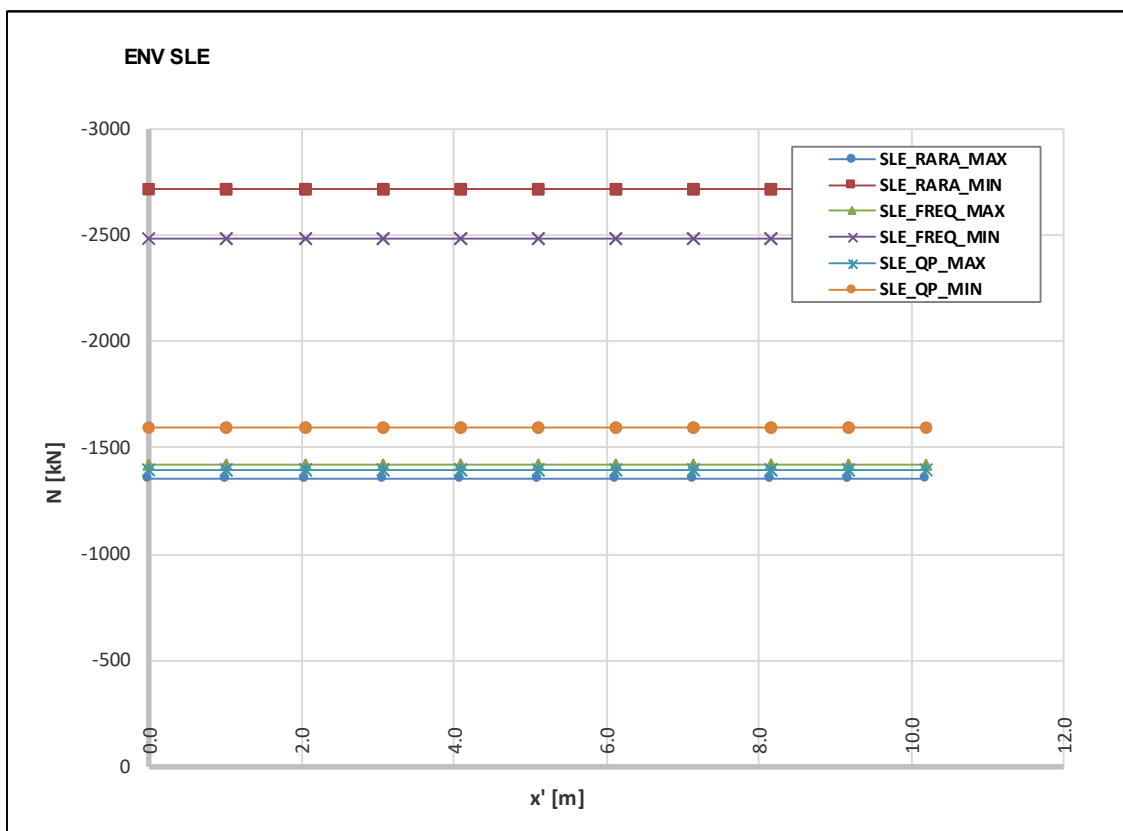
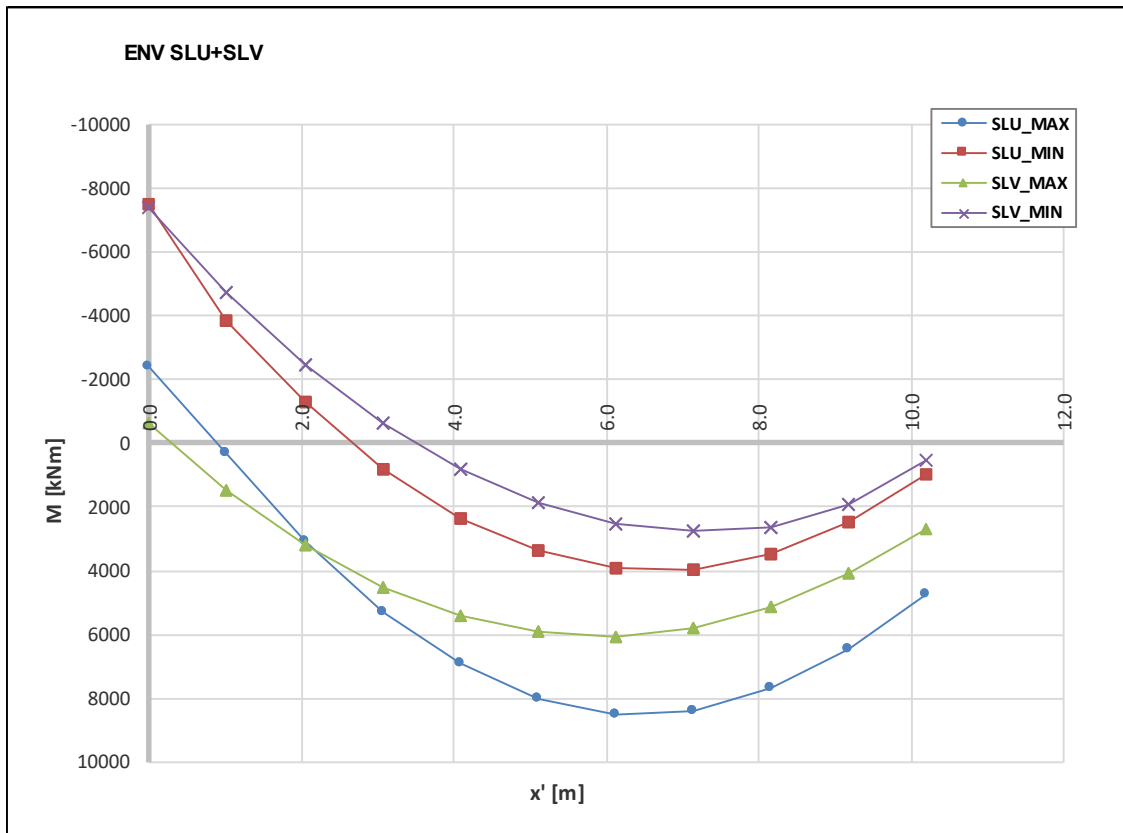
Rev.
B

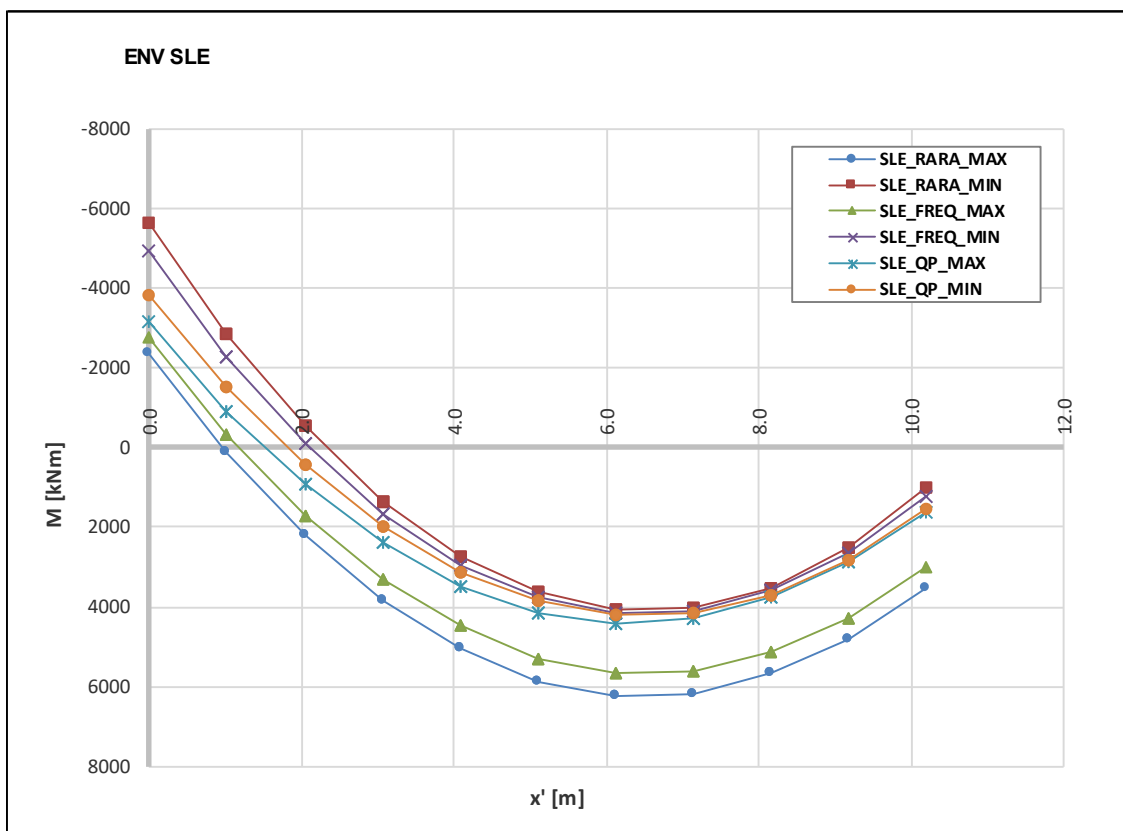
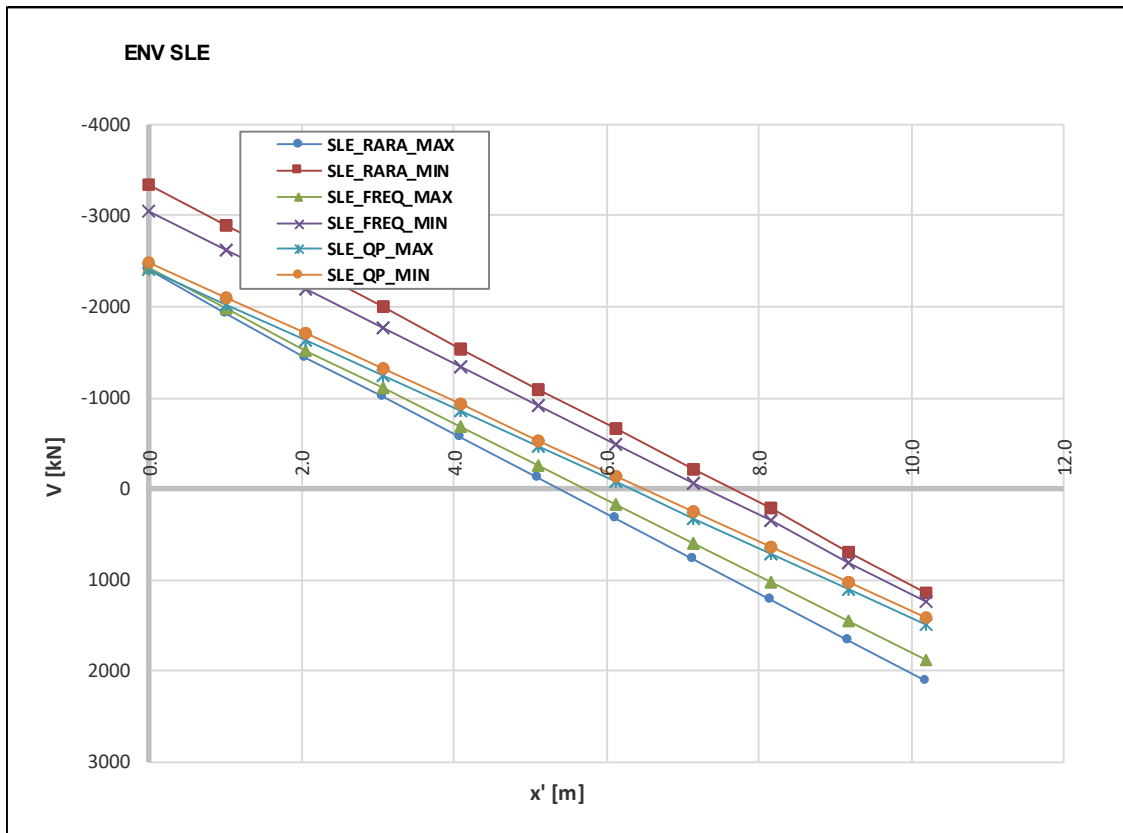
Foglio
69 di 165



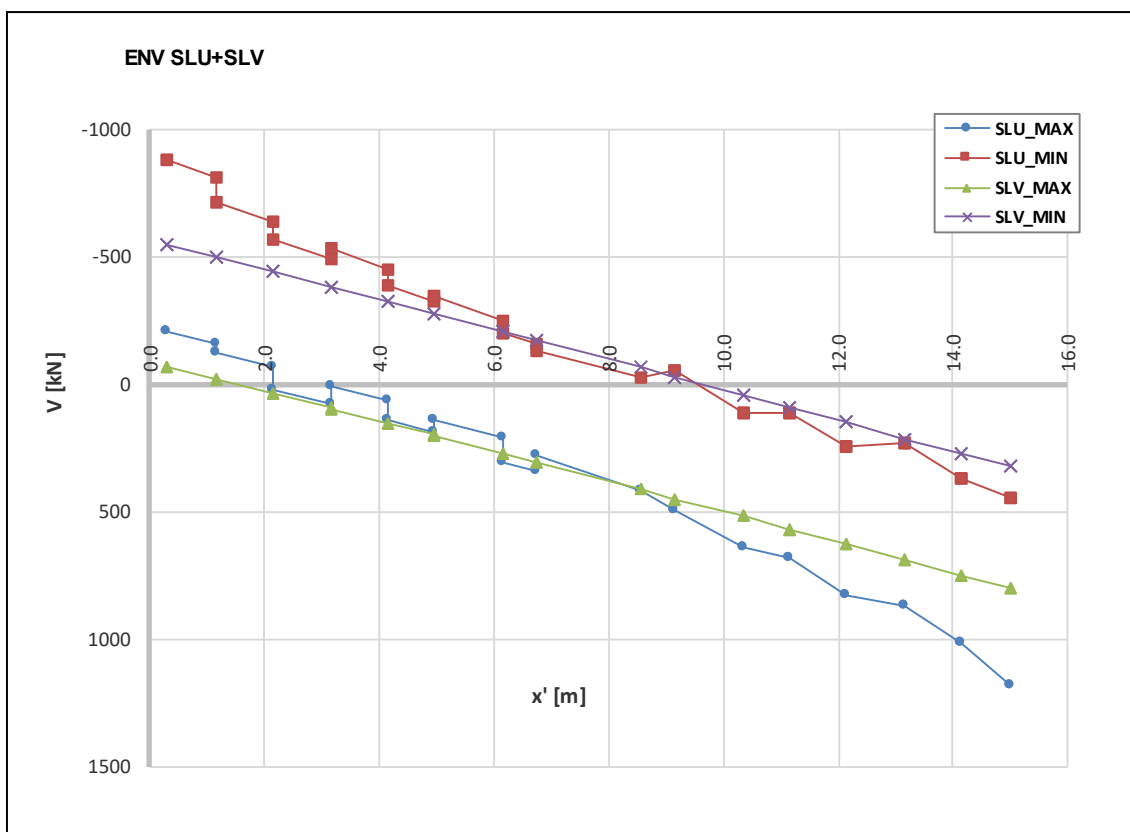
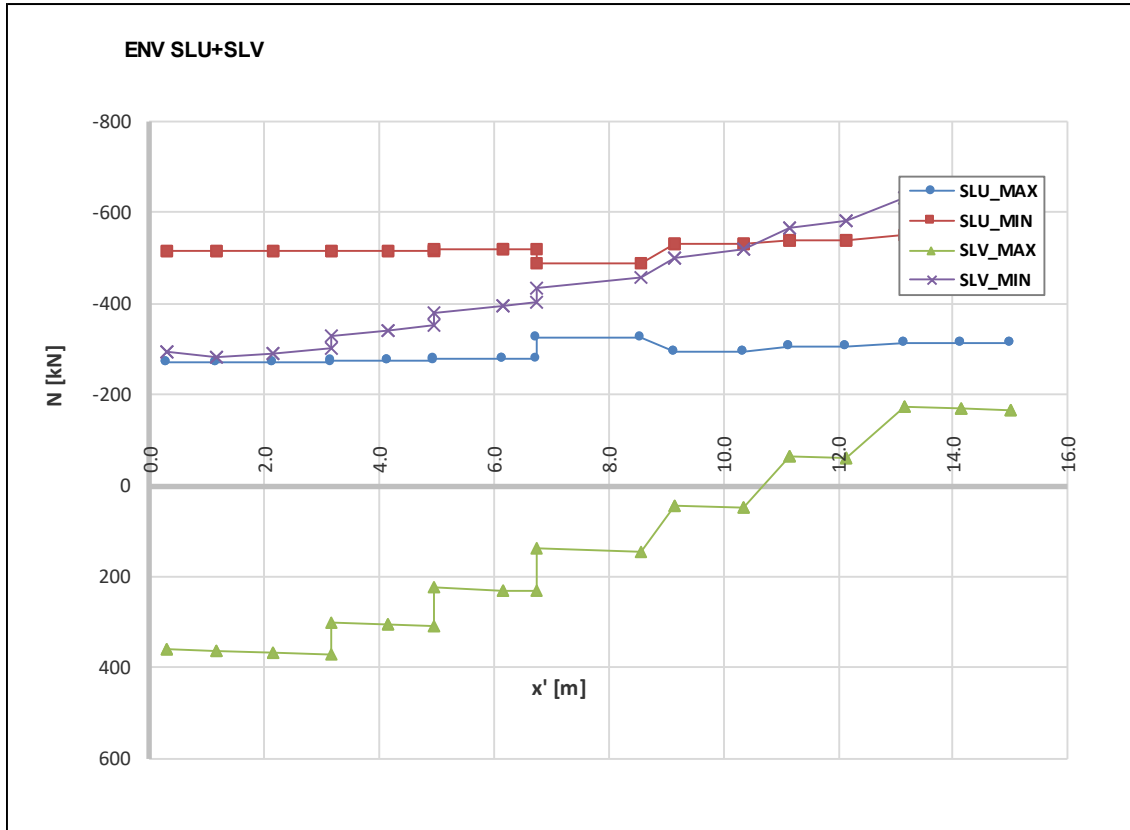
7.5.4 CONCIO 6 – Copertura

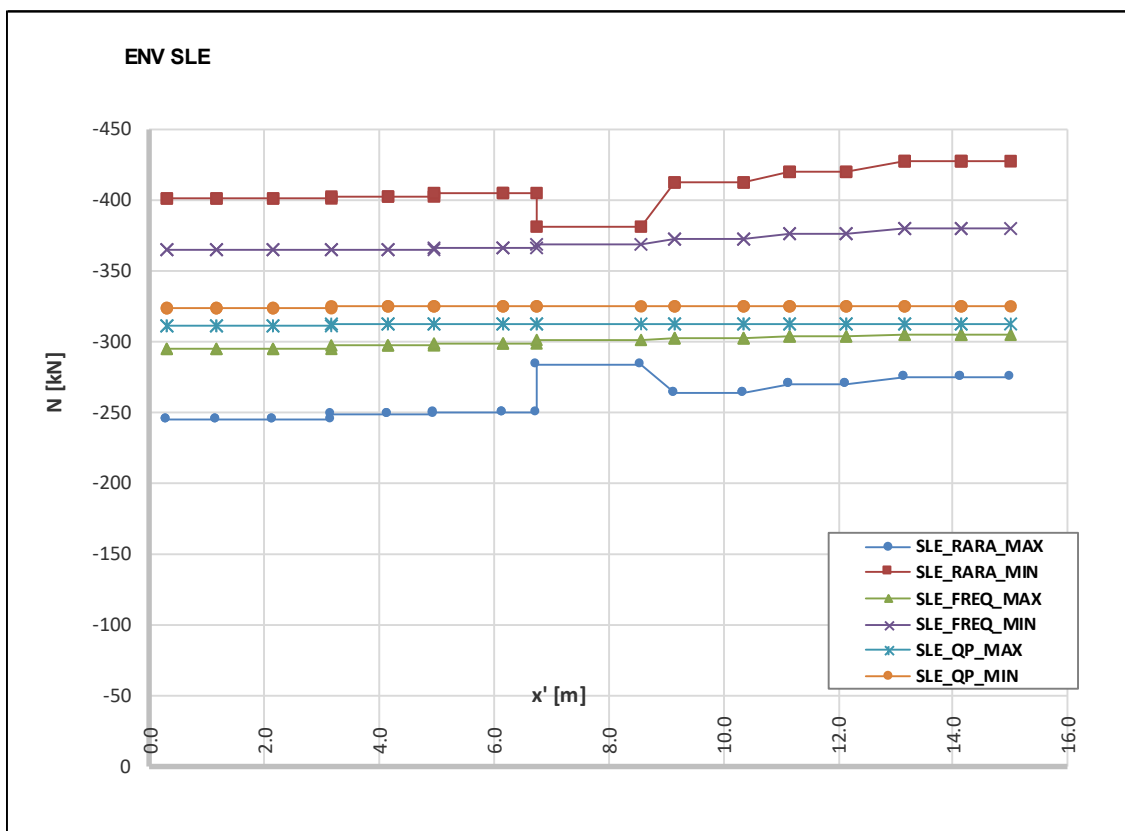
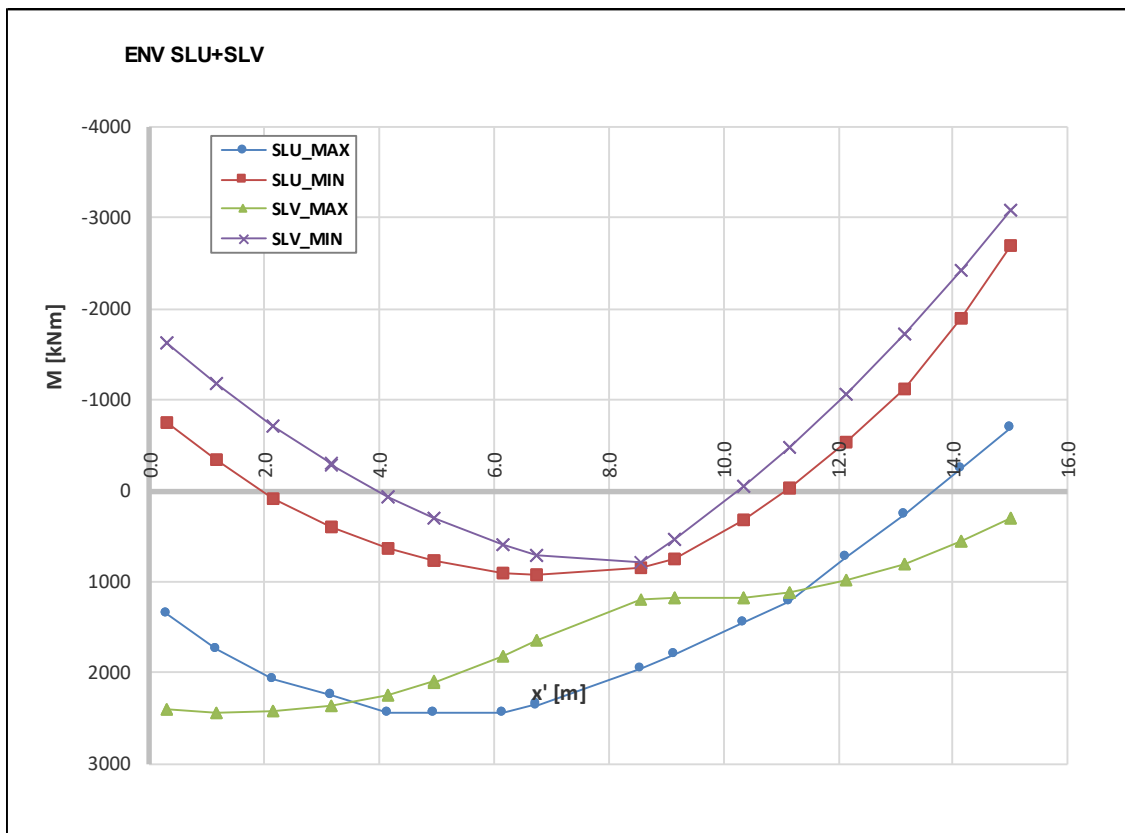


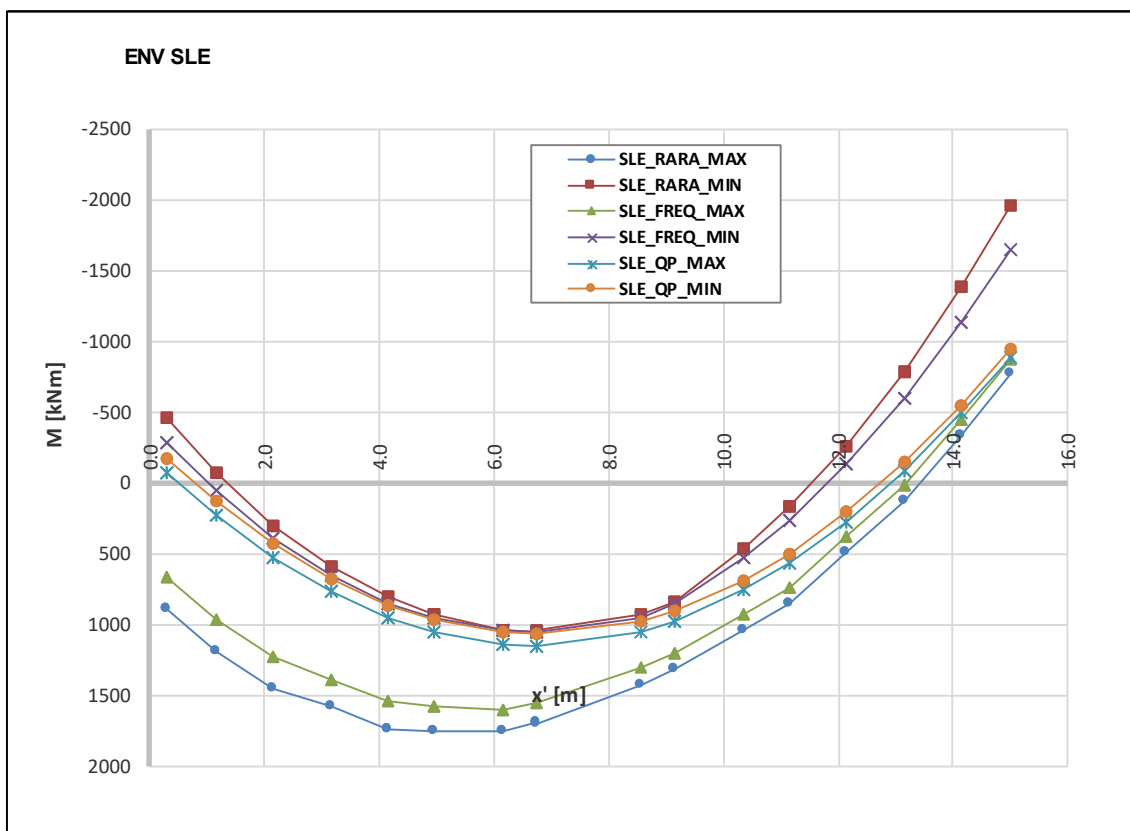
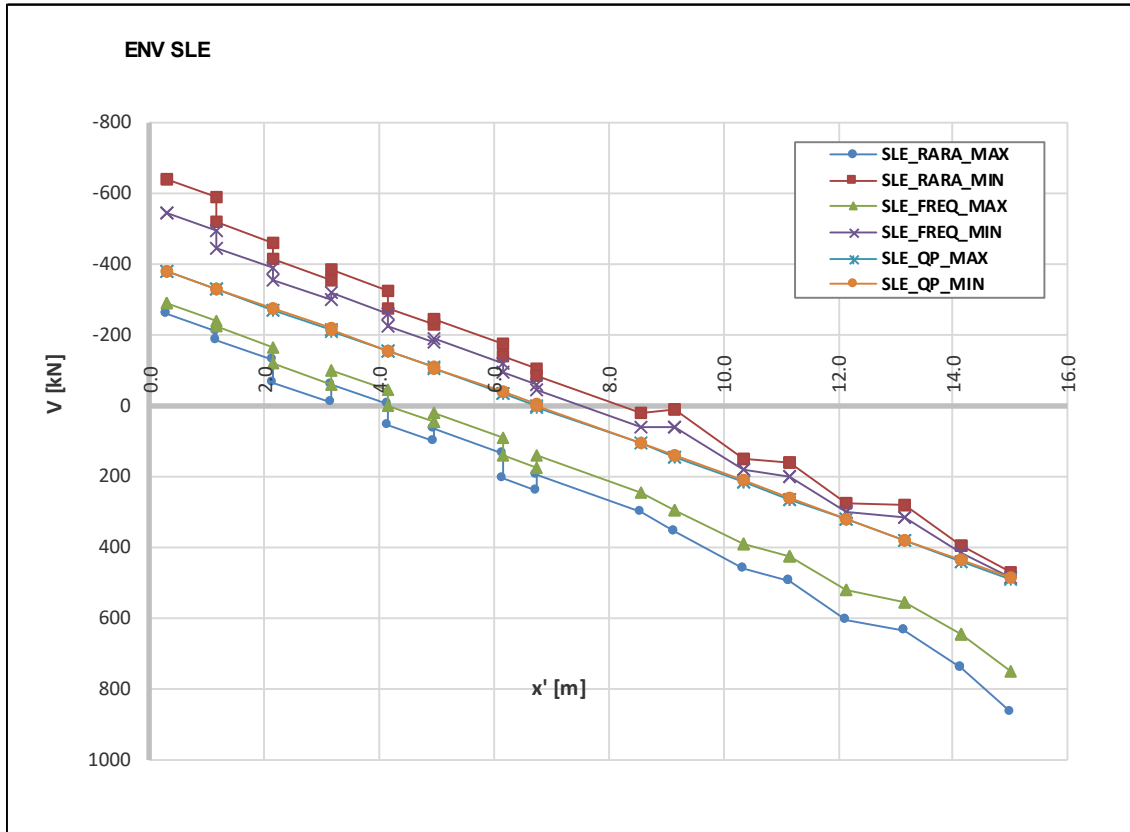




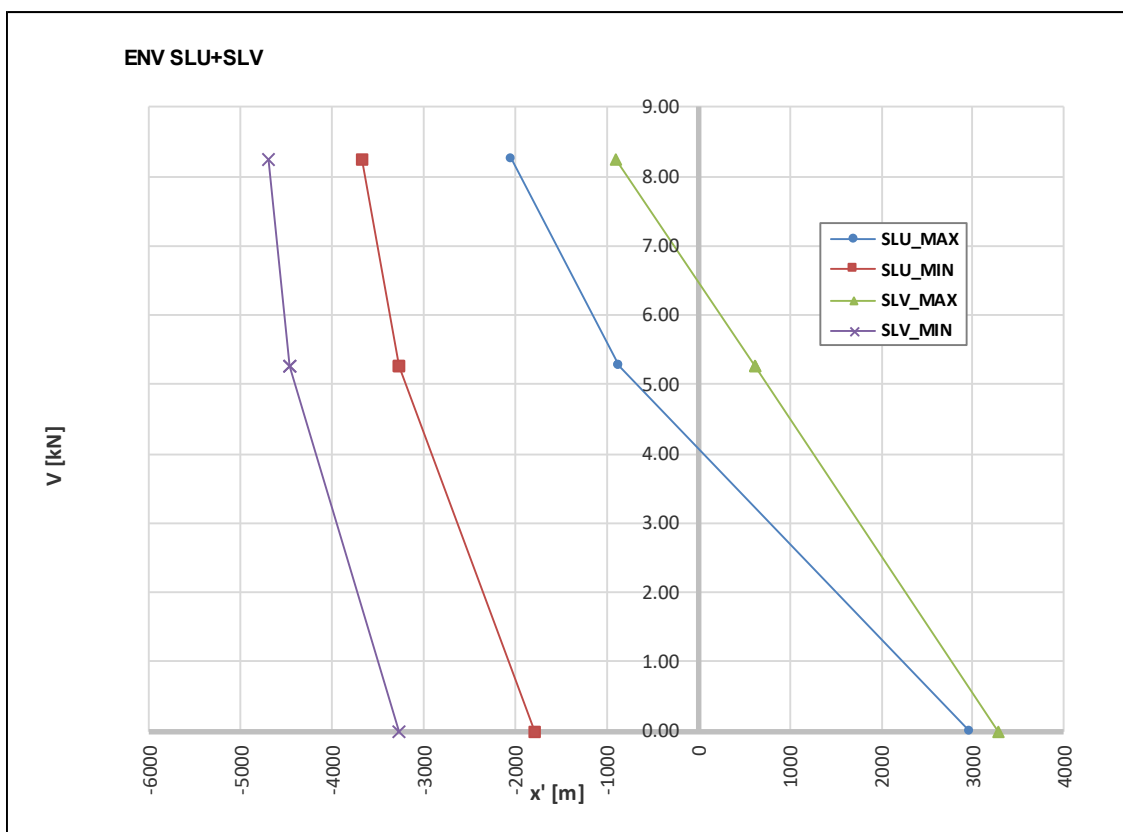
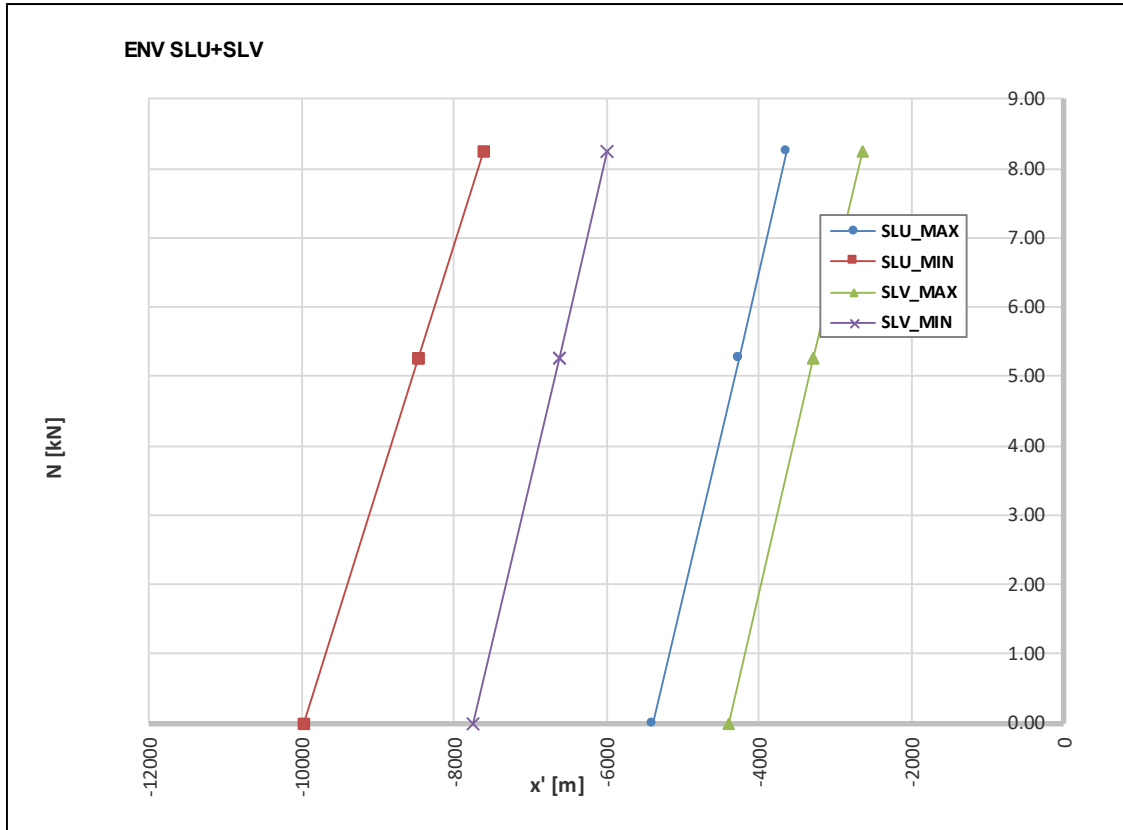
7.5.5 IV40 – Impalcato

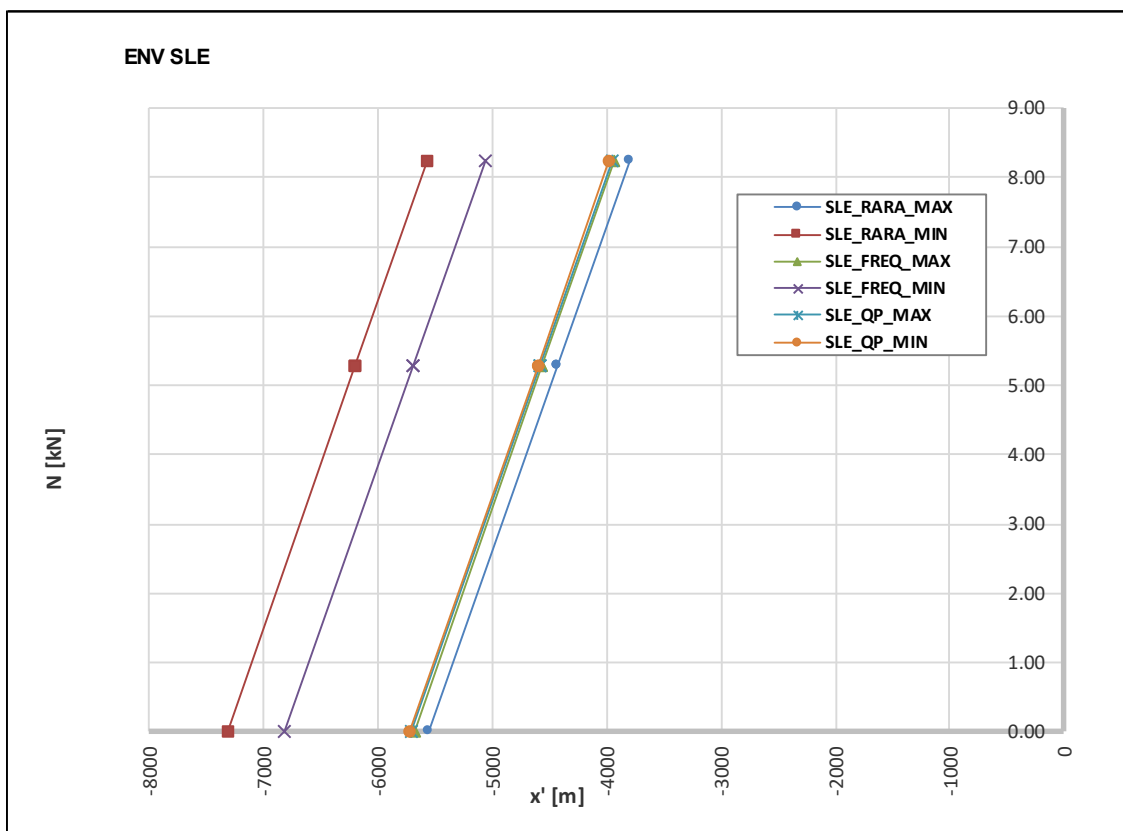
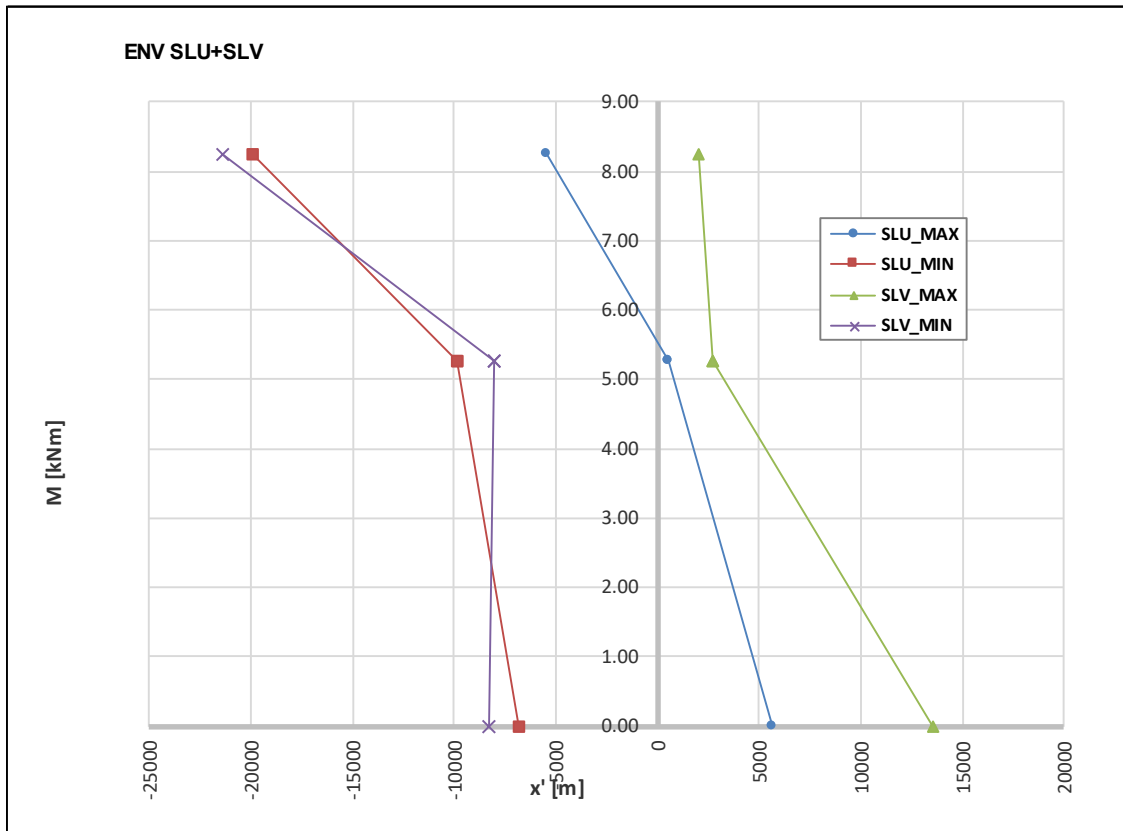


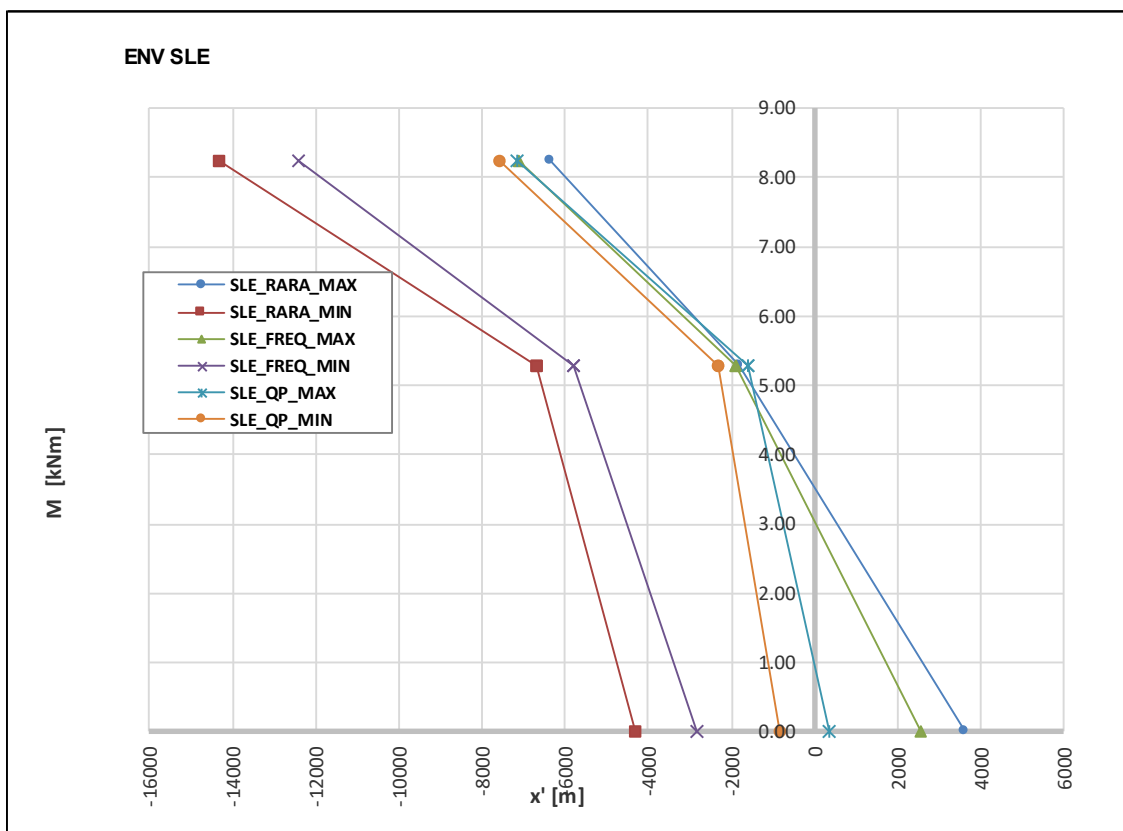
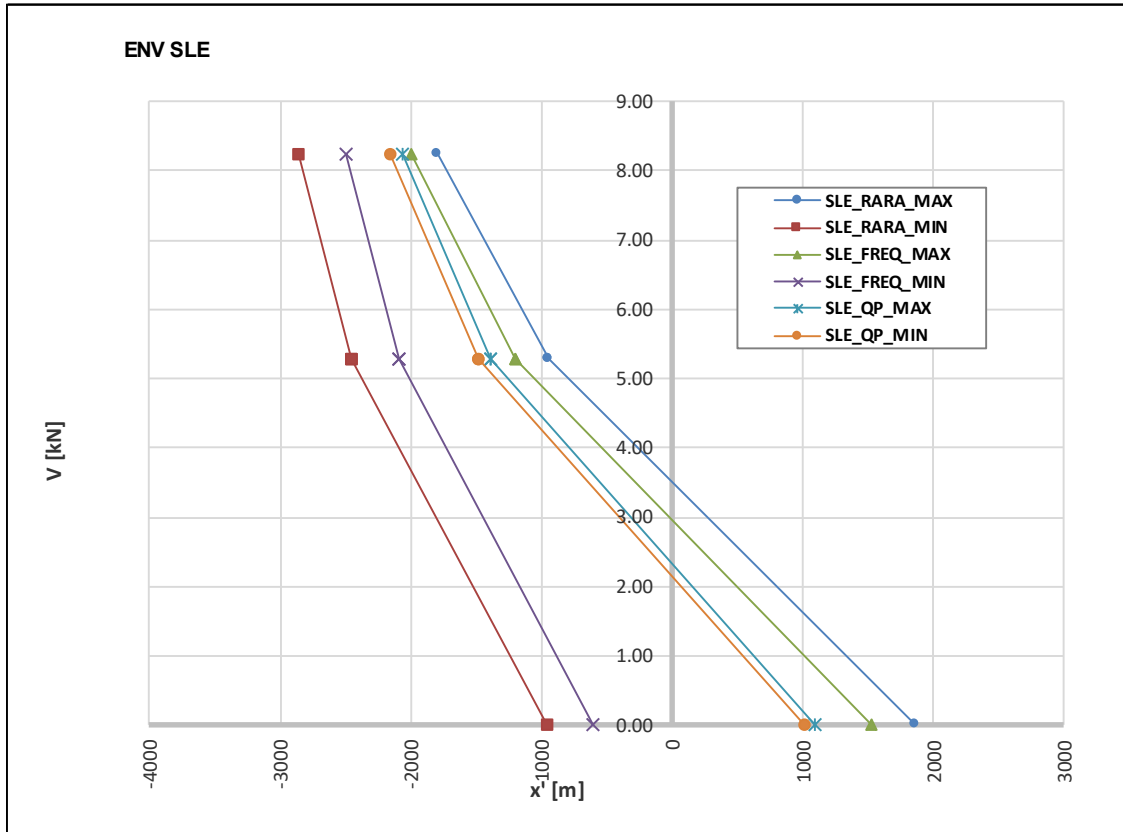




7.5.6 IV40 – Muro frontale spalla







7.5.7 IV40 – Pali di fondazione

PALO	x	y	SLU_MAX					SLU_MIN				
			N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}	N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
1	14.25	-3.60	-1525	731	964	1	3	-4714	-78	7	-27	-61
2	17.85	-3.60	216	702	843	0	2	-3382	-200	-569	-14	-31
3	14.25	0.00	-1695	720	944	0	0	-4915	-91	-27	-27	-63
4	17.85	0.00	143	691	823	0	0	-3504	-212	-604	-14	-31
5	14.25	3.60	-1755	708	934	0	-1	-5086	-104	-64	-28	-66
6	17.85	3.60	69	679	802	0	0	-3600	-225	-640	-15	-33

PALO	x	y	SLV_X_MAX					SLV_X_MIN				
			N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}	N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
1	14.25	-3.60	1361	1036	2303	-194	-469	-4180	-490	-713	-195	-473
2	17.85	-3.60	2224	1011	2188	-149	-360	-4415	-618	-1323	-150	-366
3	14.25	0.00	458	981	2150	-195	-473	-5106	-545	-870	-195	-473
4	17.85	0.00	1543	957	2036	-150	-363	-5123	-674	-1481	-150	-364
5	14.25	3.60	-449	926	1993	-195	-473	-5992	-600	-1024	-196	-477
6	17.85	3.60	849	902	1878	-150	-363	-5789	-728	-1635	-150	-368

PALO	x	y	SLV_Y_MAX					SLV_Y_MIN				
			N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}	N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
1	14.25	-3.60	2299	393	1000	-650	-1575	172	-209	-202	-650	-1576
2	17.85	-3.60	1218	339	744	-499	-1211	-1303	-307	-666	-499	-1213
3	14.25	0.00	-722	210	483	-650	-1575	-2857	-392	-721	-650	-1575
4	17.85	0.00	-1078	156	226	-499	-1212	-3608	-490	-1185	-499	-1212
5	14.25	3.60	-3737	27	-35	-650	-1577	-5864	-575	-1238	-651	-1579
6	17.85	3.60	-3365	-27	-293	-500	-1214	-5885	-673	-1703	-500	-1216

PALO	x	y	SLE_RARA_MAX					SLE_RARA_MIN				
			N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}	N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
1	14.25	-3.60	-1837	498	1165	-6	-6	-3390	23	195	-19	-43
2	17.85	-3.60	-468	458	973	-6	-11	-2327	-66	-223	-10	-20
3	14.25	0.00	-1959	490	1142	-6	-8	-3532	14	171	-19	-44
4	17.85	0.00	-520	450	950	-6	-13	-2413	-75	-248	-10	-21
5	14.25	3.60	-2056	482	1119	-7	-10	-3652	4	145	-20	-47
6	17.85	3.60	-568	441	926	-7	-13	-2481	-84	-274	-10	-23

PALO	x	y	SLE_FREQ_MAX					SLE_FREQ_MIN				
			N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}	N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
1	14.25	-3.60	-2046	446	1069	2	9	-3229	66	274	-7	-15
2	17.85	-3.60	-759	398	841	0	4	-2130	-15	-108	-2	-3
3	14.25	0.00	-2091	442	1059	1	7	-3290	62	263	-7	-17
4	17.85	0.00	-770	394	831	0	2	-2163	-19	-119	-2	-4
5	14.25	3.60	-2116	438	1048	1	5	-3328	57	250	-8	-19
6	17.85	3.60	-775	390	819	0	1	-2180	-24	-132	-2	-5

PALO	x	y	SLE_QP_MAX					SLE_QP_MIN				
			N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}	N _{sd}	V _{sd, LONG}	M _{sd, LONG}	V _{sd, TRASV}	M _{sd, TRASV}
[-]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
1	14.25	-3.60	-2757	372	933	0	2	-2880	362	932	0	2
2	17.85	-3.60	-1095	315	661	0	1	-1223	300	637	0	1
3	14.25	0.00	-2769	373	934	0	0	-2891	363	933	0	0
4	17.85	0.00	-1099	315	662	0	0	-1228	300	638	0	0
5	14.25	3.60	-2757	372	933	0	-2	-2880	362	932	0	-2
6	17.85	3.60	-1095	315	661	0	-1	-1223	300	637	0	-1

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

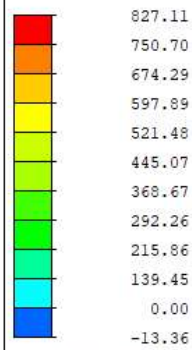
Foglio
80 di 165

7.5.8 Muro ad U 1 - Elevazione (muro di destra)



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: INV SLU

MAX : 30
MIN : 40

FILE: MURO ALTO

UNIT: kN*m

DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

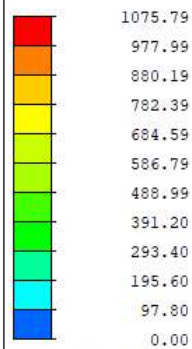
Y: -1.000

Z: 0.000



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: INV SLV

MAX : 30
MIN : 42

FILE: MURO ALTO

UNIT: kN*m

DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: -1.000

Z: 0.000



Doc. N.

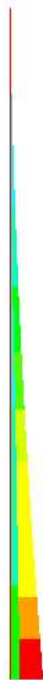
Progetto
INOR

Lotto
12

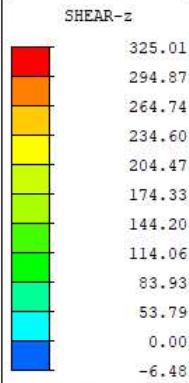
Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

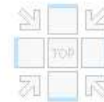
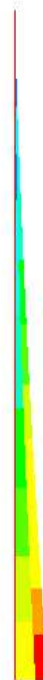
Foglio
81 di 165



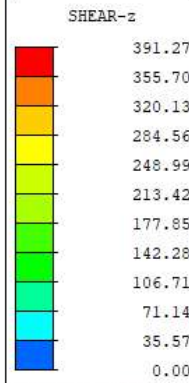
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM




MAX : 30
MIN : 42
FILE: MURO ALTO
UNIT: kN
DATE: 08/14/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM



MAX : 30
MIN : 42
FILE: MURO ALTO
UNIT: kN
DATE: 08/14/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
82 di 165



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y


606.11
550.35
494.59
438.84
383.08
327.33
271.57
215.81
160.06
104.30
0.00
-7.21

CBALL: INV SLE ~

MAX : 30
MIN : 42

FILE: MURO ALTO
UNIT: kN*m
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000



7.5.9 Muro ad U 1 - Fondazione

 Base  



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y


68.23
0.00
-114.12
-205.29
-296.46
-387.64
-478.81
-569.98
-661.16
-752.33
-843.50
-934.67

CBALL: INV SLU

MAX : 15
MIN : 14

FILE: MURO ALTO
UNIT: kN*m
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000




GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

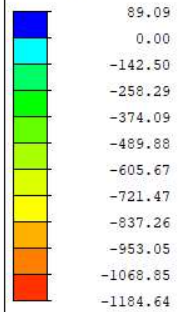
Foglio
83 di 165

Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: INV SLV

MAX : 15
MIN : 14

FILE: MURO ALTO
UNIT: kN^m
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: -1.000

Z: 0.000

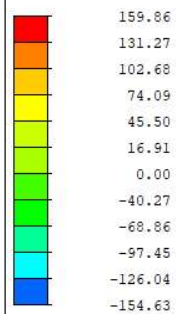


Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z



CBALL: INV SLU

MAX : 15
MIN : 2

FILE: MURO ALTO
UNIT: kN
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: -1.000

Z: 0.000



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

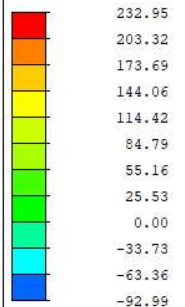
Foglio
84 di 165

 Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z



CBALL: INV SLV

MAX : 9
MIN : 2

FILE: MURO ALTO
UNIT: kN
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: -1.000

Z: 0.000

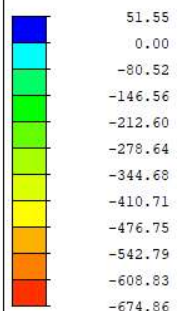


 Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: INV SLE ~

MAX : 15
MIN : 14

FILE: MURO ALTO
UNIT: kN*m
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: -1.000

Z: 0.000



Doc. N.

Progetto
INOR

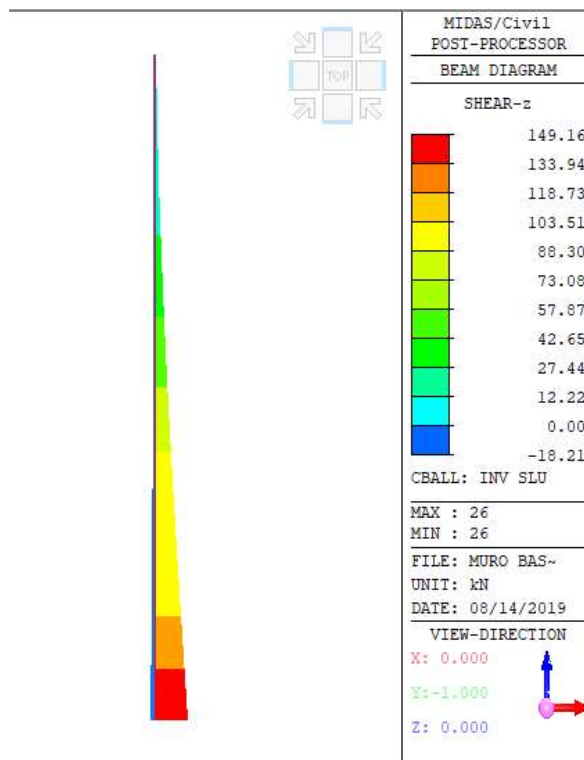
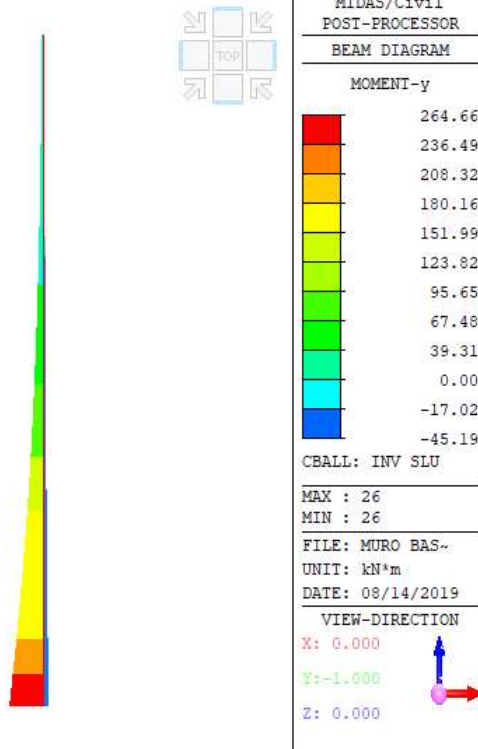
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
85 di 165

7.5.10 Muro ad U 2 - Elevazione (muro di destra)



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
86 di 165



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y


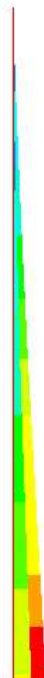
360.10
327.36
294.63
261.89
229.15
196.42
163.68
130.94
98.21
65.47
32.74
0.00

CBALL: INV SLV

MAX : 26
MIN : 34

FILE: MURO BAS~
UNIT: kN*m
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z


196.45
178.59
160.73
142.87
125.01
107.16
89.30
71.44
53.58
35.72
17.86
0.00

CBALL: INV SLV

MAX : 26
MIN : 34

FILE: MURO BAS~
UNIT: kN
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000



Doc. N.

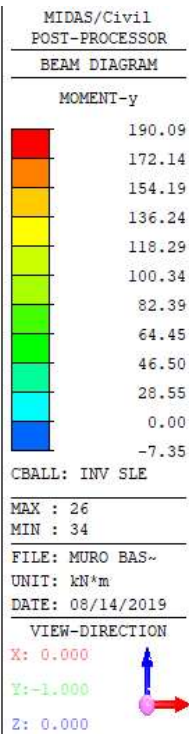
Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

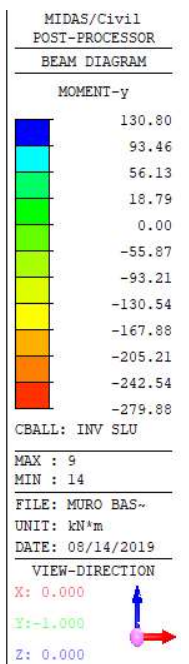
Rev.
B

Foglio
87 di 165



7.5.11 Muro ad U 2 - Fondazione

Base 



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

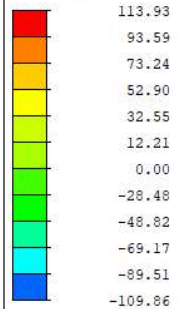
Foglio
88 di 165

Hi Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z



CBALL: INV SLU

MAX : 15

MIN : 2

FILE: MURO BAS~

UNIT: kN

DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: -1.000

Z: 0.000

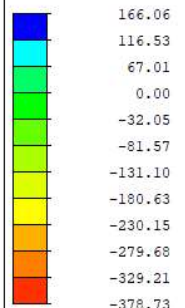


Hi Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: INV SLV

MAX : 3

MIN : 14

FILE: MURO BAS~

UNIT: kN*m

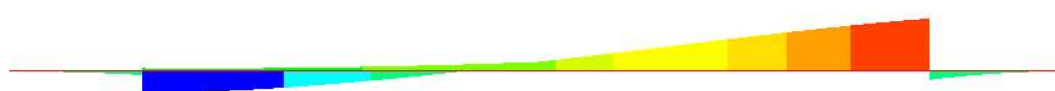
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: -1.000

Z: 0.000



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
89 di 165

Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z

124.77
108.24
91.71
75.19
58.66
42.14
25.61
9.08
0.00
-23.97
-40.49
-57.02

CBALL: INV SLV

MAX : 15
MIN : 2

FILE: MURO BAS~
UNIT: kN
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000



Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y

40.68
19.50
0.00
-22.88
-44.06
-65.25
-86.44
-107.62
-128.81
-150.00
-171.19
-192.37

CBALL: INV SLE

MAX : 15
MIN : 14

FILE: MURO BAS~
UNIT: kN*m
DATE: 08/14/2019

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000





7.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

In accordo a quanto previsto al capitolo 10.2 delle NTC, si dichiara quanto segue.

- In generale le analisi strutturali sono state condotte mediante modellazione ad elementi finiti con codice di calcolo ad elementi finiti Midas Civil 2017 (vedi par.7.1). Nello specifico sono state svolte analisi statiche lineari e dinamiche in spettro. I risultati ottenuti sono stato oggetto di controllo e validazione interna con calcolazioni manuali semplificate: nello specifico solette e piedritti sono stati assimilati ad aste rigidamente vincolate secondo schemi isostatici (cerniere) ed iperstatici (incastri) ottenendo di fatto una banda di valori entro cui ricadono quelli ottenuti con modello FEM.
- L'esame della documentazione tecnica a corredo del software (basi teoriche, algoritmi impiegati, casi prova risolti e commentati completi di file di input) ha consentito di valutarne l'affidabilità e l'idoneità al caso specifico.
- Nel caso di elementi massivi e nello specifico platee su pali, la valutazione delle azioni interne sono state svolte direttamente con schemi limite "tirante – puntone", senza l'ausilio diretto di codici di calcolo. Viene pertanto meno la necessità di valutazione dell'idoneità, dell'affidabilità dello stesso.
- Le verifiche sezionali delle sezioni in cemento armato sono svolte mediante software freeware VCASLU del Prof.Piero Gelfi. L'affidabilità e l'idoneità del software è stata verificata mediante calcoli tensionali ed ultimi condotti con formulazioni tradizionali analitiche. Nello specifico è stato esaminato il caso di una sezione rettangolare soggetta a un regime di pressoflessione.
- Gli schemi di calcolo adottati sono esposti in modo esaustivo, anche per mezzo di schemi grafici.
- I risultati sono esposti in modo esaustivo e riconducibili direttamente agli schemi di calcolo adottati, sia per mezzo di schemi grafici che in forma tabellare.

Alla luce di quanto dichiarato, le risultanze di calcolo e i dimensionamenti strutturali si ritengono pienamente validi ed accettabili.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
91 di 165

8. VERIFICHE STRUTTURALI

8.1 CONCIO 6 – Fondazione

8.1.1 SLU – Pressoflessione

Si procede con la verifica a pressoflessione per le seguenti sezioni:

- A-A filo interno piedritto
- B-B mezzeria

Poiché la verifica è svolta per una striscia unitaria di piastra ($B=1.00\text{m}$), le azioni di progetto riportate nel paragrafo 7.5.1 sono divise per la lunghezza del concio (7.00m).

SEZIONE

A-A (FILO INTERNO PIEDRITTO)

Armatura superiore

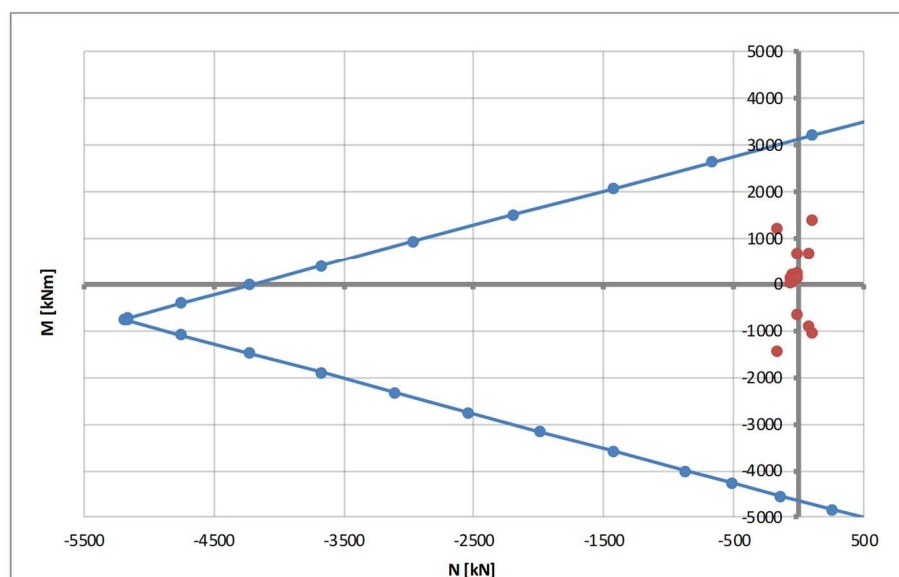
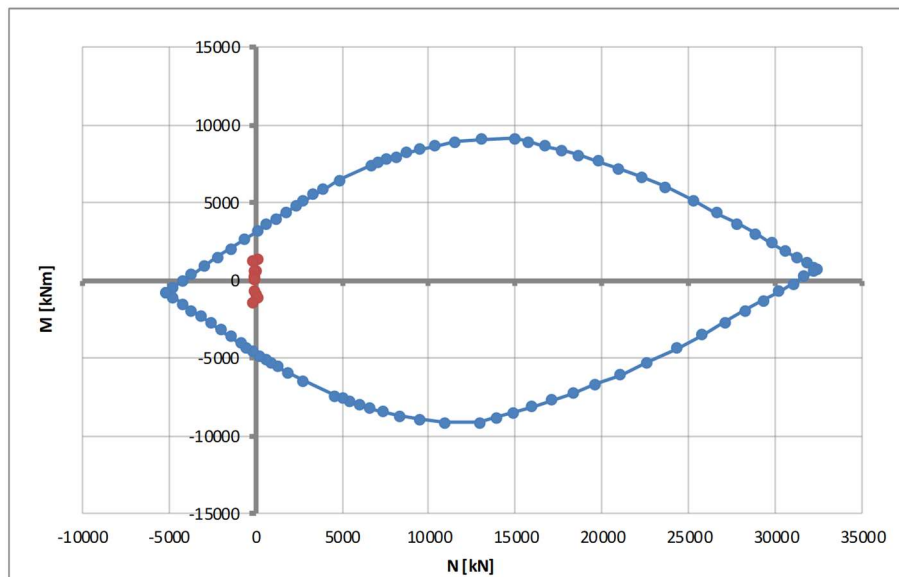
1 ϕ 26/10 @53mm

1 ϕ 26/20 @79mm

Armatura inferiore

1 ϕ 26/10 @1547mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	2.314	-396	2835
M=cost	14.991	-2568	1225
N=cost	2.288	98	3201



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
93 di 165SEZIONE

B-B (MEZZERIA)

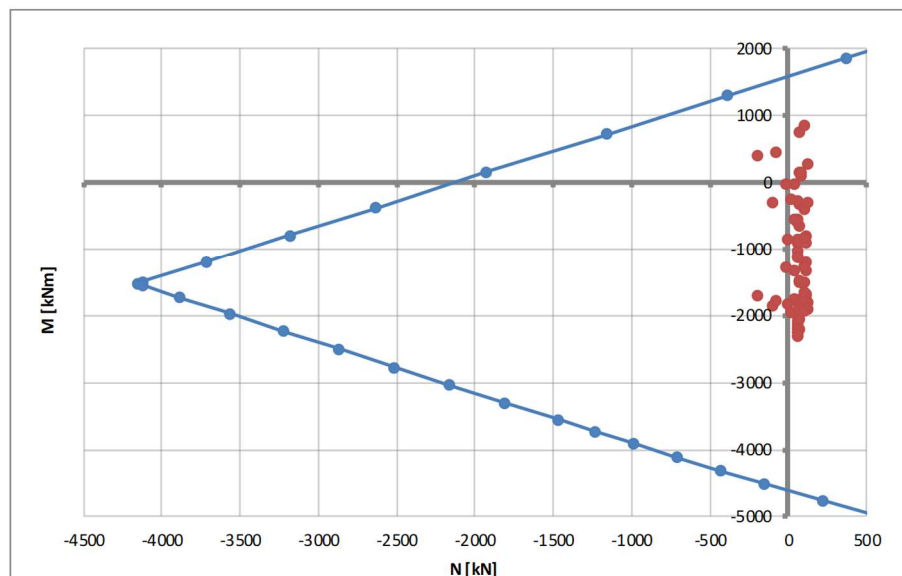
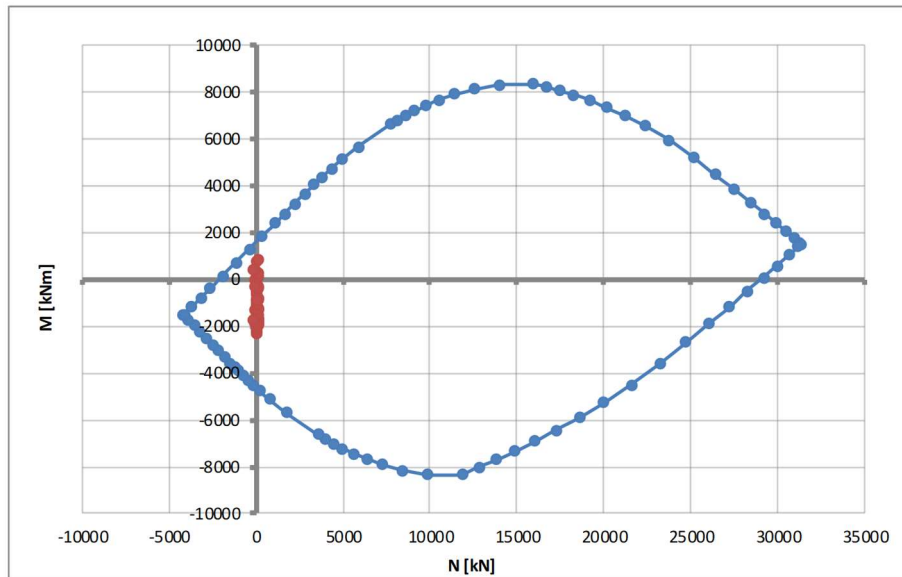
Armatura superiore

1 ϕ 26/10 @53mm1 ϕ 26/20 @79mm

Armatura inferiore

1 ϕ 26/20 @1547mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	2.032	115	-4684
M=cost	8.054	-1594	401
N=cost	1.947	107	1663



8.1.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi provvisti di armatura a taglio. Nello specifico si assume:

$$A_{sw} = 1\phi 16/40 \times 40$$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.2)

Elemento	[-]	FONDAZIONE	
Sezione	[-]	Tutte	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	17.4	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.7	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	1547	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	402	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1369	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	4177	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1369	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	828	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.65	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.1.3 SLE – Tensionale

Si effettuano le verifiche allo stato limite in esercizio in accordo alla norma RFI DTC INC PO SP IFS 001 A. In dettaglio, tale norma al paragrafo 1.8.3.2.1 specifica i seguenti limiti tensionali:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{c,max} \leq 0.55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente $\sigma_{c,max} \leq 0.40 f_{ck}$;
- per le armature ordinarie e per la combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{s,max} \leq 0.75 f_{yk}$.

Cautelativamente le tensioni sul calcestruzzo sono valutate per la combinazione rara.

SEZIONE A-A

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	2.26	<	16.50 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	2.26	<	12.00 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	37.7	<	337.50 N/mm ²

SEZIONE B-B

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	4.51	<	16.50 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	4.51	<	12.00 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	136.3	<	337.50 N/mm ²

Verifica C.A. S.L.U. - File: GA_FOND_A

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

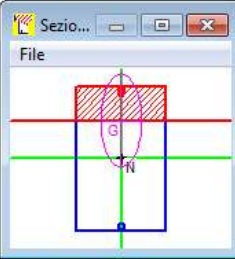
Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	5.3
2	26.55	7.9
3	53.09	154.7

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... 

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali:
 B450C C30/37

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm²	f_{cd}	17
E_s/E_c	18.53	f_{cc}/f_{cd}	1
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

σ_c -0.9524 N/mm²
 σ_s 55.55 N/mm²
 ϵ_s 0.2645 ‰
 d 154.7 cm
 x 37.3 x/d 0.2411
 δ 0.7414

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: GA_FOND_B

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

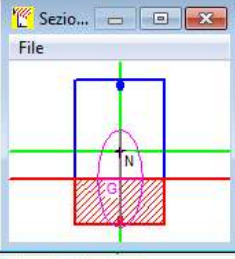
Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	5.3
2	26.55	7.9
3	26.55	154.7

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... 

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali:
 B450C C30/37

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm²	f_{cd}	17
E_s/E_c	18.53	f_{cc}/f_{cd}	1
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

σ_c -4.07 N/mm²
 σ_s 153.8 N/mm²
 ϵ_s 0.7326 ‰
 d 154.7 cm
 x 50.89 x/d 0.329
 δ 0.8512

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

8.1.4 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - Apertura fessure

(rif. Circ.n.618 par.C4.1.2.2.4)

	Elemento Combinazione Sezione	[-] [-] [-]	Fondazione Rara A-A	Fondazione Rara B-B	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	37	37	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	31	31	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.94	2.94	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	33019	33019	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-	-	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-	-	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	56	154	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	452	678	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	100	100	Passo medio tra le barre
s_{max}	[mm]	265	380	Interasse massimo delle barre	
DATI SEZIONALI	c	[mm]	40	63	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	100	100	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1600	1600	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1547	1524	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	373	509	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	133	190	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm]	13250	19000	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	3.411E-02	3.568E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
α_e	[-]	6.36	6.36	Rapporto geometrico di armatura tesa	
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.4	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000160	0.000541	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	0.425	-
$s_{r,max}$	[mm]	266	338	Distanza massima tra le fessure	
VERIFICA	w_k	[mm]	0.042	0.183	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.300	0.200	Apertura limite delle fessure

OK

OK

8.2 CONCIO 6 – Pareti

8.2.1 SLU – Pressoflessione

Si procede con la verifica a pressoflessione per le seguenti sezioni:

- A-A filo estradosso fondazione (base)
- B-B filo intradosso copertura (sommità)

Poiché la verifica è svolta per una striscia unitaria di piastra ($B=1.00\text{m}$), le azioni di progetto riportate nel paragrafo 7.5.1 sono divise per la lunghezza del concio (7.00m).

Convenzionalmente le pareti sono così individuate:

- parete SX = parete lato rinterro
- parete DX = parete lato cavalcaferrovia

PARETE

SX

SEZIONE

A-A (FILO ESTRADOSSO FONDAZIONE)

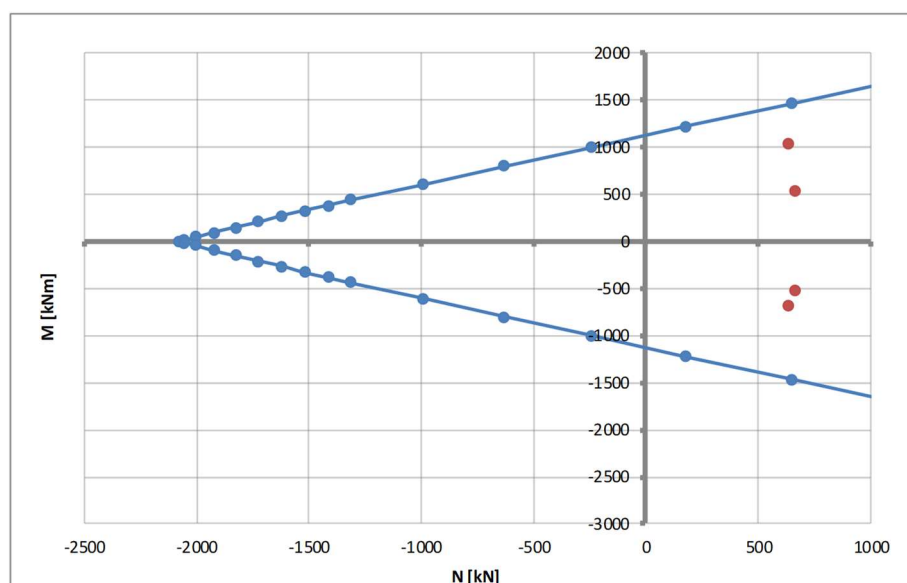
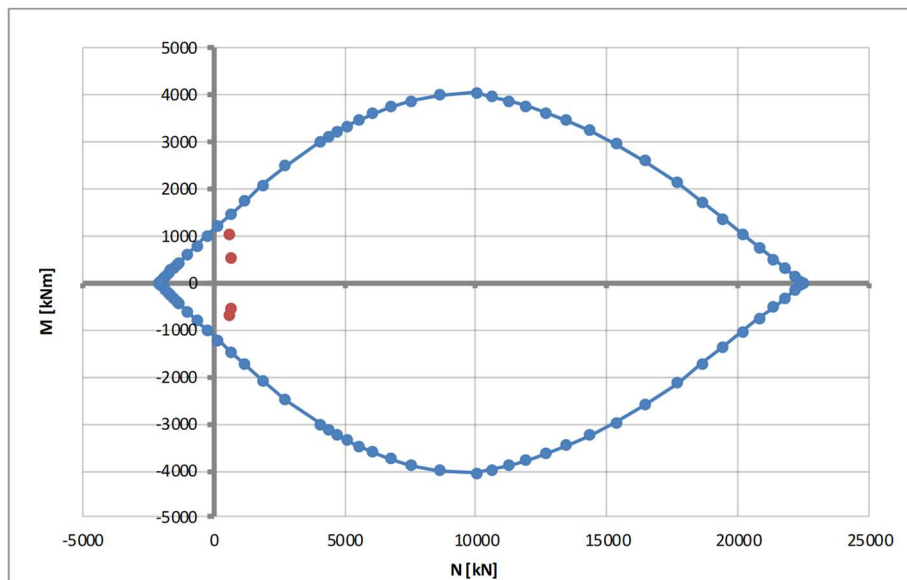
Armatura esterna

1 ϕ 26/20 @85mm

Armatura interna

1 ϕ 26/20 @1115mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.591	1004	1646
M=cost	31.970	20180	1034
N=cost	1.406	631	1455



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
100 di 165

PARETE

SX

SEZIONE

B-B (FILO INTRADOSSO COPERTURA)

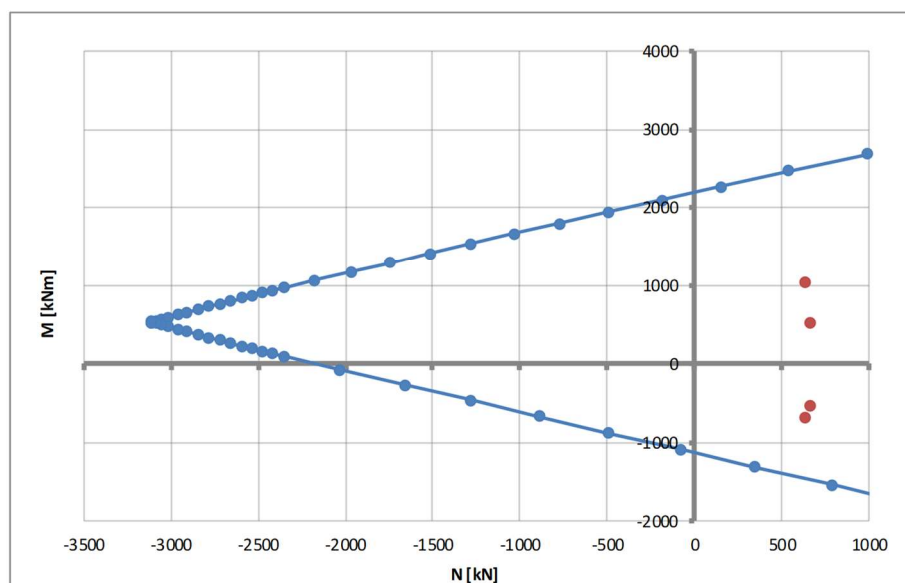
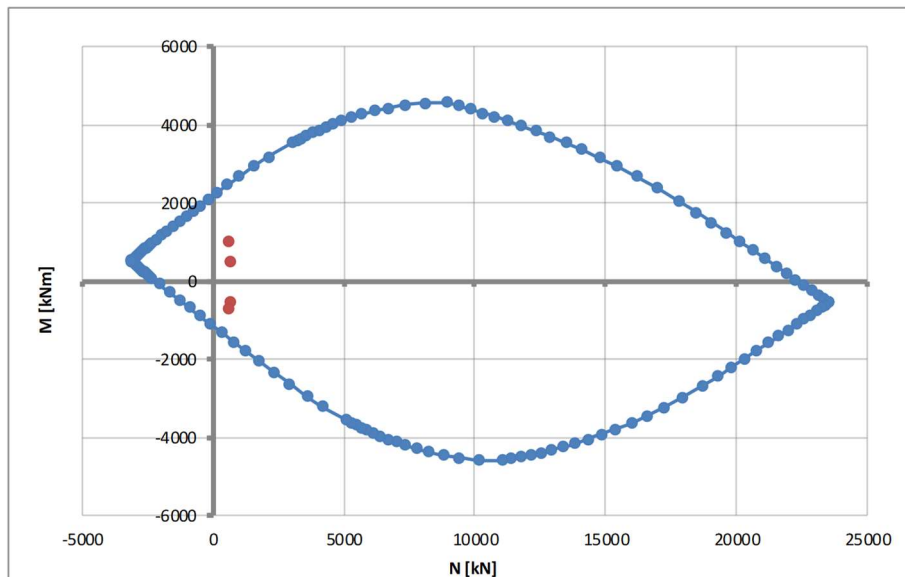
Armatura esterna

1 ϕ 26/10 @85mm

Armatura interna

1 ϕ 26/20 @1115mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	2.998	1893	3101
M=cost	31.866	20114	1034
N=cost	2.129	631	-1454



PARETE

DX

SEZIONE

A-A (FILO ESTRADOSSO FONDAZIONE)

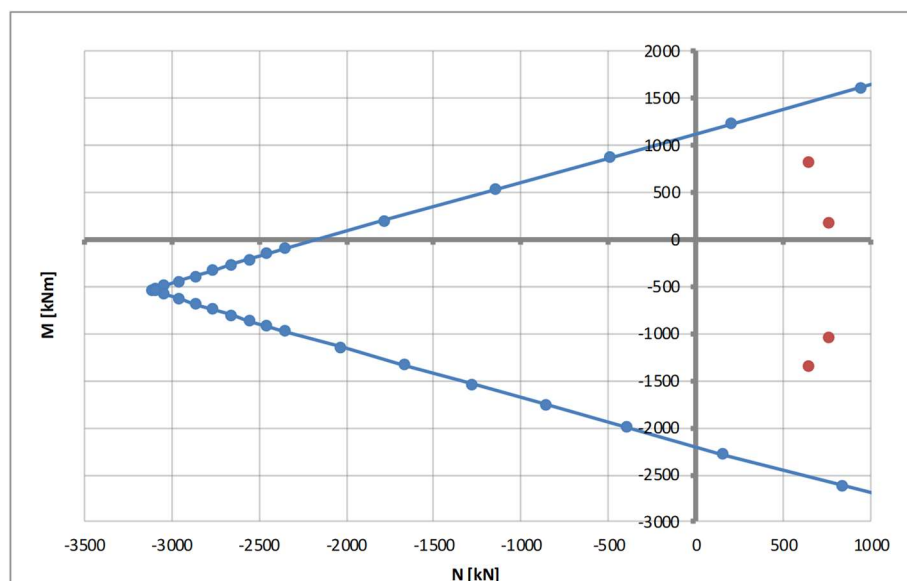
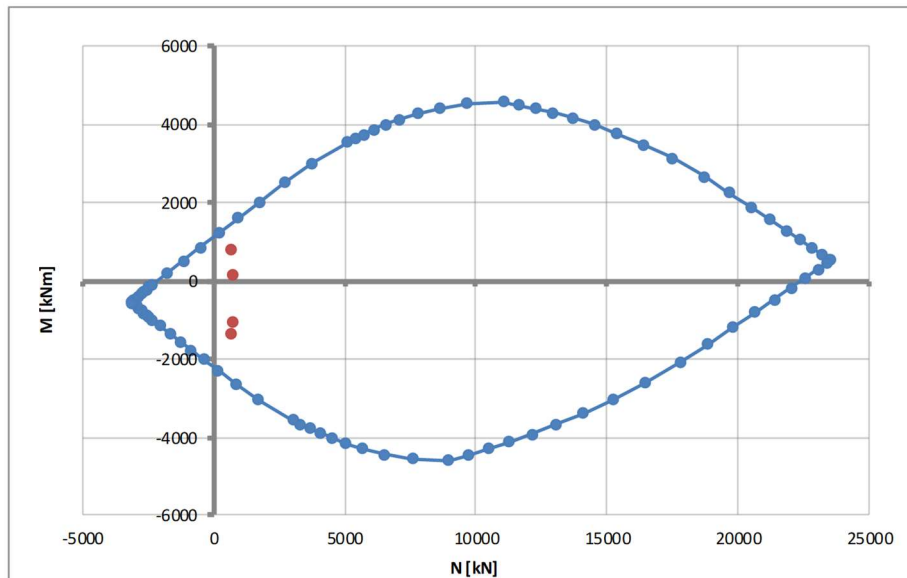
Armatura esterna

1 ϕ 26/10 @85mm

Armatura interna

1 ϕ 26/20 @1115mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	2.121	1374	-2869
M=cost	26.662	20122	-1031
N=cost	1.796	648	1463



PARETE

DX

SEZIONE

B-B (FILO INTRADOSSO COPERTURA)

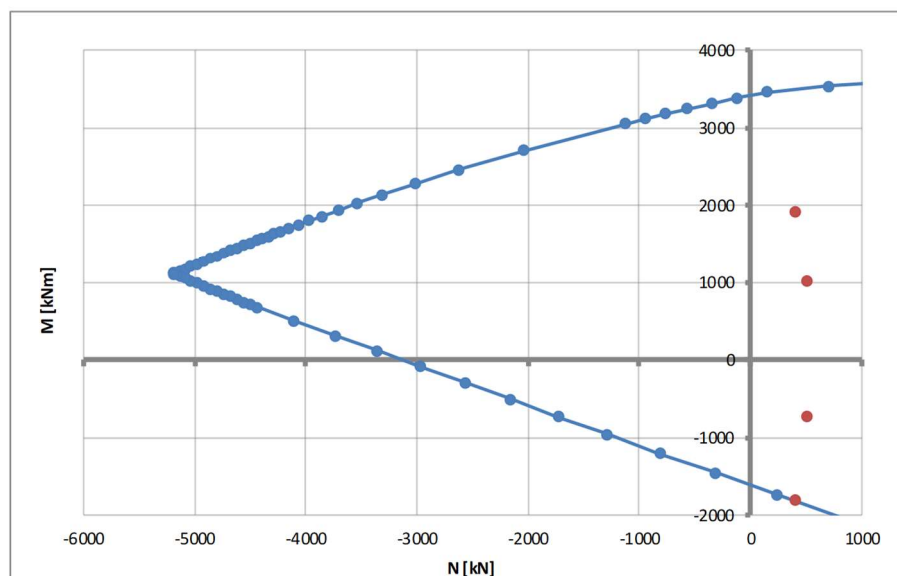
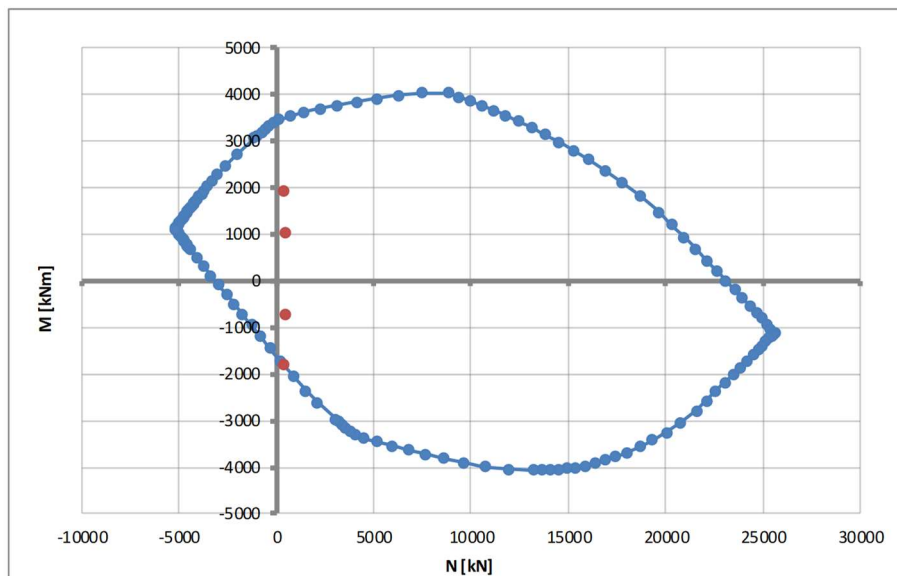
Armatura esterna

1 ϕ 26/10 @600mm1 ϕ 26/20 @646mm

Armatura interna

1 ϕ 26/10 @1115mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.007	400	-1813
M=cost	41.102	20724	1021
N=cost	1.006	397	-1812



8.2.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi privi di armatura a taglio.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi non armati - C.A.ORDINARIO

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.1)

ELEMENTO [-]		Parete SX	Parete DX	
SEZIONE [-]		Vmax	Vmax	
γ_c	[-]	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	37	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	30.71	30.71	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	17.4	17.4	Resistenza a compressione di progetto
A_s	[mm ²]	2655	2655	Armatura longitudinale tesa
d	[mm]	1115	1115	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
ρ_L	[-]	0.0024	0.0024	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.424	1.424	Vedi NTC2008
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.49	0.47	Sforzo medio di compressione
$V_{Rd,min}$	[kN]	449	446	Resistenza minima
$V_{Rd,eff}$	[kN]	452	448	Resistenza effettiva
V_{Rd}	[kN]	452	448	Resistenza di calcolo
V_{Sd}	[kN]	406	393	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.11	1.14	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.2.3 SLE – Tensionale

Si effettuano le verifiche allo stato limite in esercizio in accordo alla norma RFI DTC INC PO SP IFS 001 A. In dettaglio, tale norma al paragrafo 1.8.3.2.1 specifica i seguenti limiti tensionali:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{c,max} \leq 0.55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente $\sigma_{c,max} \leq 0.40 f_{ck}$;
- per le armature ordinarie e per la combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{s,max} \leq 0.75 f_{yk}$.

Cautelativamente le tensioni sul calcestruzzo sono valutate per la combinazione rara.

PARETE SX

SEZIONE A-A

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	2.26	<	16.50	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	2.26	<	12.00	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	37.7	<	337.50	N/mm ²

PARETE SX

SEZIONE B-B

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	4.51	<	16.50	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	4.51	<	12.00	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	136.3	<	337.50	N/mm ²

PARETE DX**SEZIONE A-A****Massima di compressione nel calcestruzzo**

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	4.60	<	13.75	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	4.60	<	10.00	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	135.3	<	337.50	N/mm ²

PARETE DX**SEZIONE B-B****Massima di compressione nel calcestruzzo**

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	3.38	<	13.75	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	3.38	<	10.00	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	41.0	<	337.50	N/mm ²

Verifica C.A. S.L.U. - File: GA_PARSX_A

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

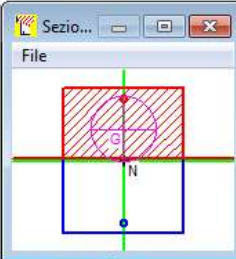
Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	8.5
2	26.55	111.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... 

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	648	659	kN
M _{xEd}	0	369	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C		C30/37	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm²	f_{cd}	17
E_s/E_c	18.53	f_{cc}/f_{cd}	1
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

σ_c -2.262 N/mm²
 σ_s 37.7 N/mm²
 ϵ_s 0.1795 ‰
 d 111.5 cm
 x 58.7 x/d 0.5265
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: GA_PARSX_B

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

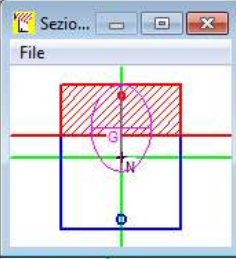
Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	8.5
2	53.09	111.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... 

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	648	408	kN
M _{xEd}	0	902	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C		C30/37	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm²	f_{cd}	17
E_s/E_c	18.53	f_{cc}/f_{cd}	1
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

σ_c -4.507 N/mm²
 σ_s 136.3 N/mm²
 ϵ_s 0.6492 ‰
 d 111.5 cm
 x 42.36 x/d 0.3799
 δ 0.9149

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: GA_PARDX_A

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	8.5
2	26.55	111.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Solecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 648 814 kN
M_{xEd} 0 731 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

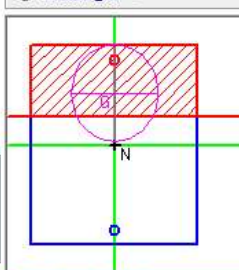
Materiali: B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 18.53 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -4.601 N/mm²
σ_s 135.3 N/mm²
ε_s 0.6442 ‰
d 111.5 cm
x 43.1 x/d 0.3866
δ 0.9232

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso



Verifica C.A. S.L.U. - File: GA_PARDX_B

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	60
2	53.09	111.5
3	26.55	64.6

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Solecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 648 563 kN
M_{xEd} 0 -421 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

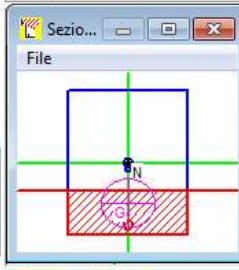
Materiali: B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 18.53 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -3.381 N/mm²
σ_s 40.96 N/mm²
ε_s 0.195 ‰
d 60 cm
x 36.28 x/d 0.6047
δ 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
108 di 165

8.2.4 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - Apertura fessure

(rif. Circ.n.618 par.C4.1.2.2.4)

	Elemento Combinazione Sezione	[-] [-] [-]	PareteSX	PareteSX	PareteDX	PareteDX	
			Rara A-A	Rara B-B	Rara A-A	Rara B-B	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	37	37	37	37	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	31	31	31	31	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.94	2.94	2.94	2.94	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	33019	33019	33019	33019	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-	-	-	-	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-	-	-	-	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	26	26	26	26	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	38	136	135	41	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	531	531	531	797	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	200	100	100	100	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	425	425	425	425	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	72	72	72	72	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	200	100	100	100	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1200	1200	1200	672	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1115	1115	1115	600	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	587	424	431	363	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	204	213	213	103	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm]	40867	21250	21250	10300	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	1.299E-02	2.499E-02	2.499E-02	7.738E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	α_e	[-]	6.36	6.36	6.36	6.36	Rapporto geometrico di armatura tesa
	k_t	[-]	0.4	0.4	0.4	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000109	0.000389	0.000386	0.000117	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	0.800	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	0.500	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	3.400	3.400	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	0.425	0.425	0.425	-
$s_{r,max}$	[mm]	585	422	422	302	Distanza massima tra le fessure	
VERIFICA	w_k	[mm]	0.064	0.164	0.163	0.035	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.200	0.200	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
			OK	OK	OK	OK	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
109 di 165

8.3 CONCIO 6 – Copertura

8.3.1 SLU – Pressoflessione

Si procede con la verifica a pressoflessione per le seguenti sezioni:

- A-A filo interno piedritto lato rinterro
- B-B mezzeria
- C-C filo interno piedritto lato cavalcaferrovia

Poiché la verifica è svolta per una striscia unitaria di piastra ($B=1.00\text{m}$), le azioni di progetto riportate nel paragrafo 7.5.1 sono divise per la lunghezza del concio (7.00m).

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
110 di 165

SEZIONE

A-A (FILO INTERNO PIEDRITTO LATO RINTERRO)

Armatura superiore

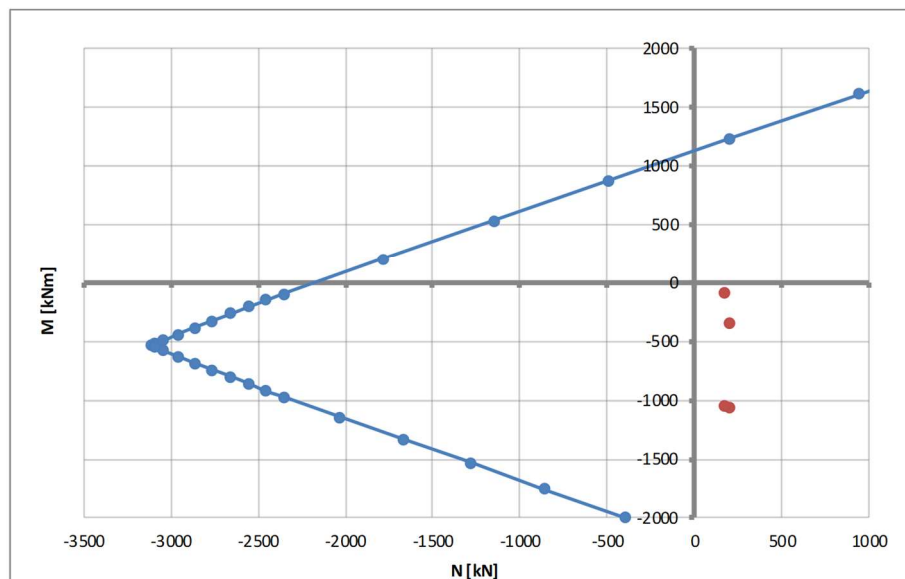
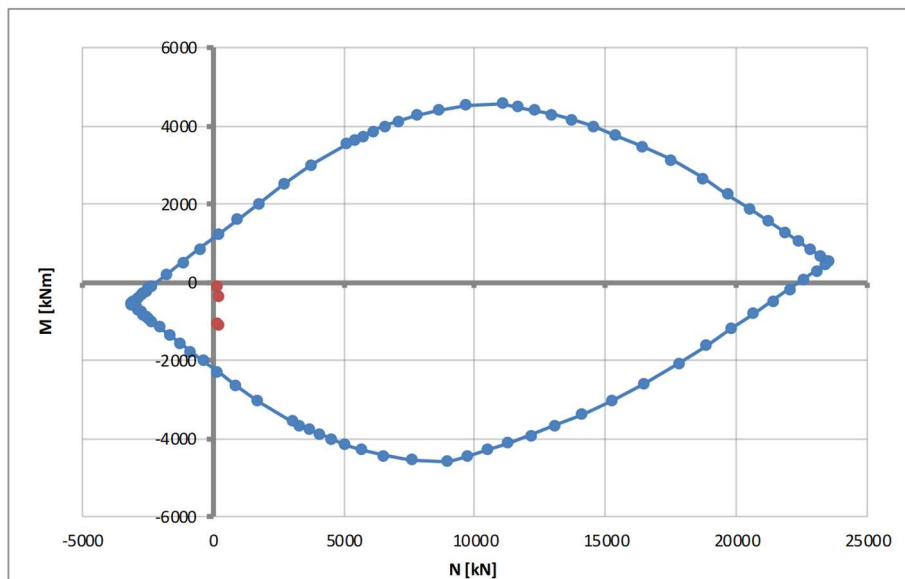
1 ϕ 26/20 @85mm

1 ϕ 26/20 @85mm

Armatura inferiore

1 ϕ 26/20 @1115mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	2.273	395	-2397
M=cost	97.640	20039	-1068
N=cost	2.155	205	-2302



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
111 di 165

SEZIONE

B-B (MEZZERIA)

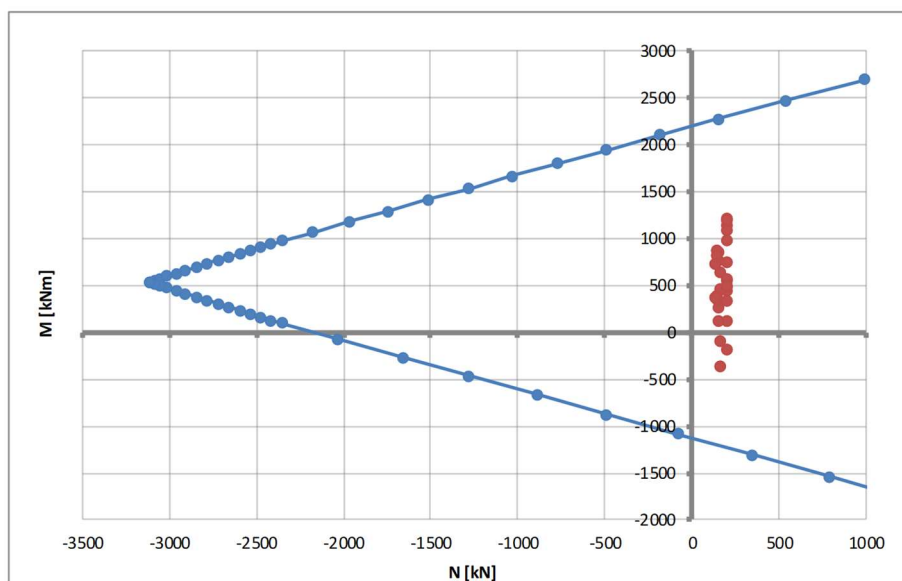
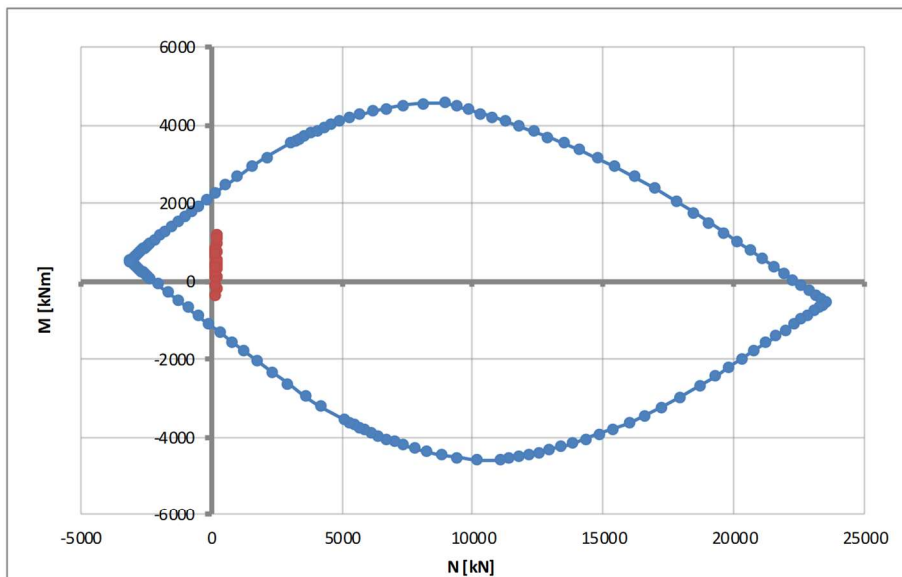
Armatura superiore

1 ϕ 26/20 @85mm

Armatura inferiore

1 ϕ 26/10 @1115mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.980	406	2403
M=cost	96.061	19715	1214
N=cost	1.896	205	2302



SEZIONE

C-C (FILO INTERNO PIEDRITTO LATO CAVALCAFERROVIA)

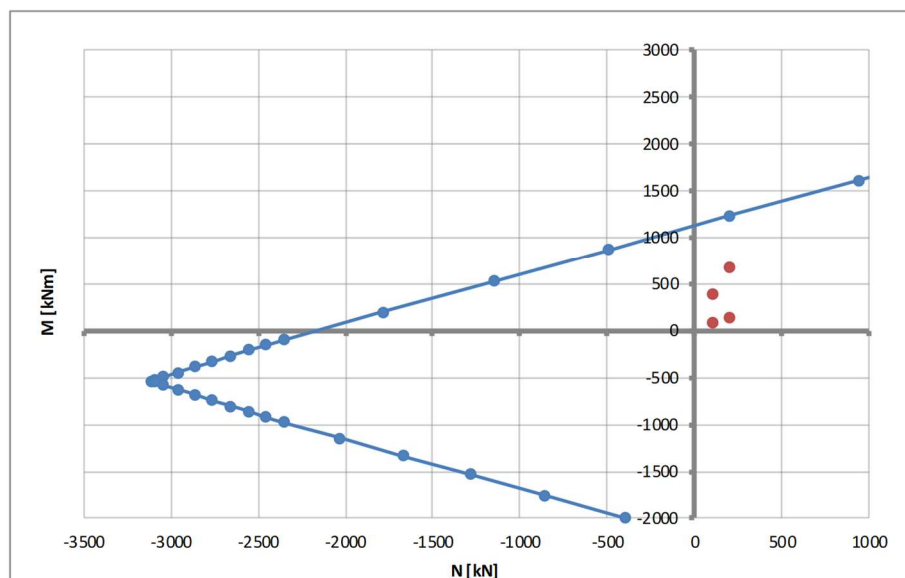
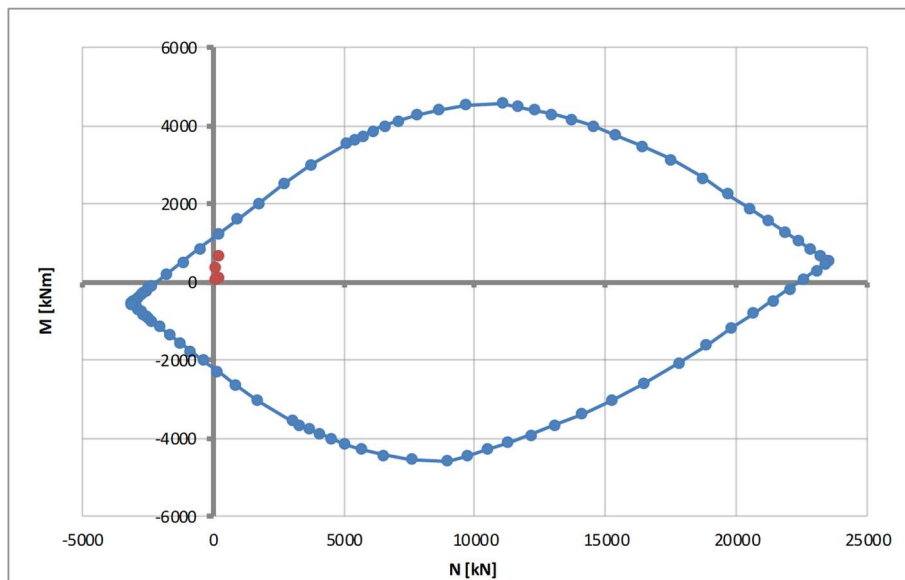
Armatura superiore

1 ϕ 26/10 @85mm

Armatura inferiore

1 ϕ 26/20 @115mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.982	407	1338
M=cost	110.553	22689	141
N=cost	1.828	205	1234



8.3.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi provvisti di armatura a taglio, assumendo la minima armatura di progetto ($1\phi 12/40 \times 40$).

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.2)

Elemento	[-]	COPERTURA	
Sezione	[-]	Tutte	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	17.4	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.7	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caract.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	1185	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	282.5	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	737	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	3200	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	737	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	641	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.15	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.3.3 SLE – Tensionale

Si effettuano le verifiche allo stato limite in esercizio in accordo alla norma RFI DTC INC PO SP IFS 001 A. In dettaglio, tale norma al paragrafo 1.8.3.2.1 specifica i seguenti limiti tensionali:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{c,max} \leq 0.55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente $\sigma_{c,max} \leq 0.40 f_{ck}$;
- per le armature ordinarie e per la combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{s,max} \leq 0.75 f_{yk}$.

Cautelativamente le tensioni sul calcestruzzo sono valutate per la combinazione rara.

SEZIONE A-A

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	3.92	<	16.50 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	3.92	<	12.00 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	135	<	337.50 N/mm ²

SEZIONE B-B

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	4.08	<	16.50 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	4.08	<	12.00 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	151	<	337.50 N/mm ²

SEZIONE C-C

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	2.78	<	16.50 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	2.78	<	12.00 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	149	<	337.50 N/mm ²

Verifica C.A. S.L.U. - File: GA_COP_A

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

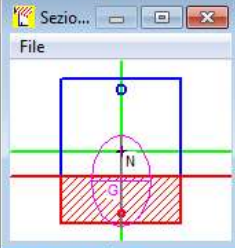
Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	8.5
2	26.55	111.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... 

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Solecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 648 193 kN
 M_{xEd} 0 -806 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
 E_s/E_c 18.53 f_{cc}/f_{cd} 1
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -3.916 N/mm²
 σ_s 135.4 N/mm²
 ε_s 0.6449 ‰
 d 111.5 cm
 x 38.9 x/d 0.3488
 δ 0.876

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: GA_COP_B

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

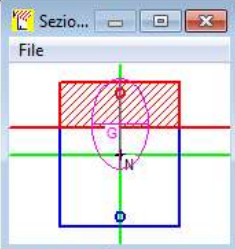
Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	39.82	8.5
2	53.09	111.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... 

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Solecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 648 193 kN
 M_{xEd} 0 894 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
 E_s/E_c 18.53 f_{cc}/f_{cd} 1
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -4.084 N/mm²
 σ_s 150.8 N/mm²
 ε_s 0.7179 ‰
 d 111.5 cm
 x 37.26 x/d 0.3342
 δ 0.8577

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: GA_COP_C

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	8.5
2	26.55	111.5

Sollecitazioni

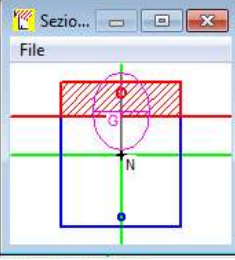
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	648	196	kN
M _{xEd}	0	503	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Sezio... 

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm²	f_{cd}	17
E_s/E_c	18.53	f_{cc}/f_{cd}	1
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

σ_c -2.777 N/mm²

σ_s 148.6 N/mm²

ϵ_s 0.7075 ‰

d 111.5 cm

x 28.68 x/d 0.2572

δ 0.7616

8.3.4 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - Apertura fessure

(rif. Circ.n.618 par.C4.1.2.2.4)

	Elemento Combinazione Sezione	[-] [-] [-]	Copertura			
			Rara A-A	Rara B-B	Rara C-C	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	37	37	37	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	31	31	31	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.94	2.94	2.94	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	33019	33019	33019	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-	-	-	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-	-	-	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	26	26	26	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	135	151	149	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	531	531	531	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	100	100	200	Passo medio tra le barre
s_{max}	[mm]	425	425	425	Interasse massimo delle barre	
DATI SEZIONALI	c	[mm]	72	72	72	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	200	100	200	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1200	1200	672	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1115	1115	600	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	389	373	287	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	213	213	128	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm ²]	42500	21250	25667	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	1.249E-02	2.499E-02	2.069E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.36	6.36	6.36	Rapporto geometrico di armatura tesa
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.4	0.4	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000386	0.000459	0.000426	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	3.400	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	0.425	0.425	-
$S_{r,max}$	[mm]	599	422	458	Distanza massima tra le fessure	
VERIFICA	w_k	[mm]	0.231	0.194	0.195	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.200	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
			NO	OK	OK	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
118 di 165

8.4 IV40 – Impalcato

8.4.1 SLU – Pressoflessione

Si procede con la verifica a pressoflessione per le seguenti sezioni:

- A-A filo interno piedritto lato rinterro
- B-B mezzeria
- C-C filo interno piedritto lato GA

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
119 di 165SEZIONE

A-A (FILO INTERNO PIEDRITTO LATO RINTERRO)

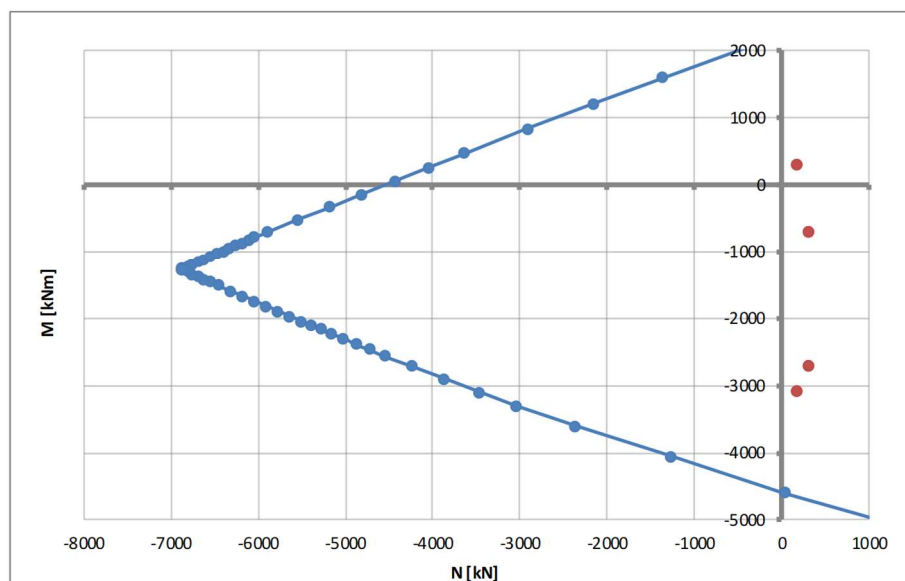
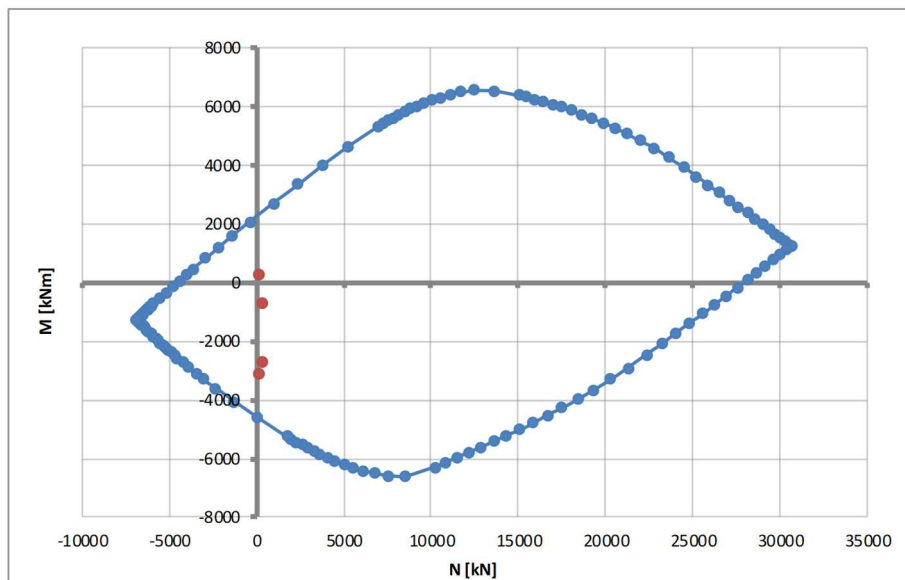
Armatura superiore

10 ϕ 26 @85mm7 ϕ 26 @128 e 180mm

Armatura inferiore

6 ϕ 26 @968mm3 ϕ 24 @1060 e 1140mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.516	251	-4670
M=cost	69.864	21825	-2698
N=cost	1.505	166	-4638



SEZIONE

B-B (MEZZERIA)

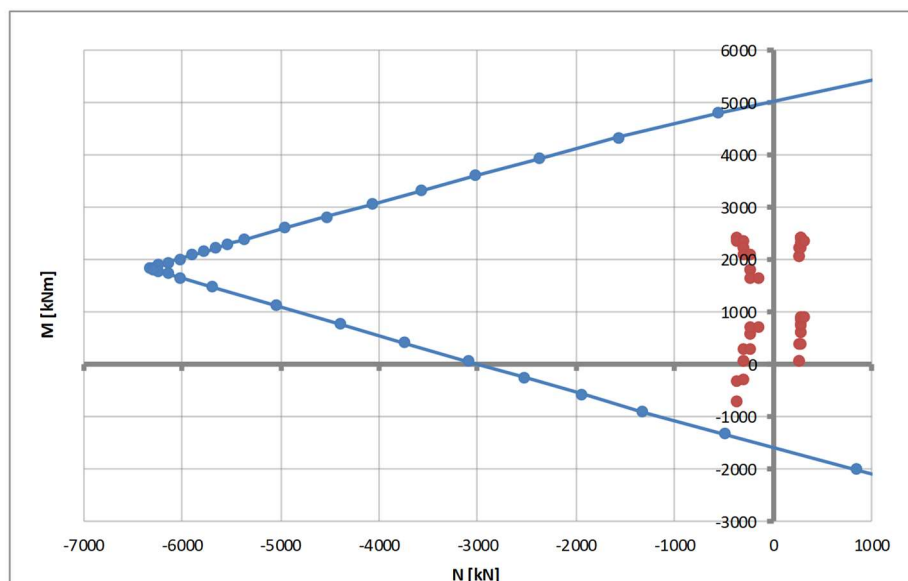
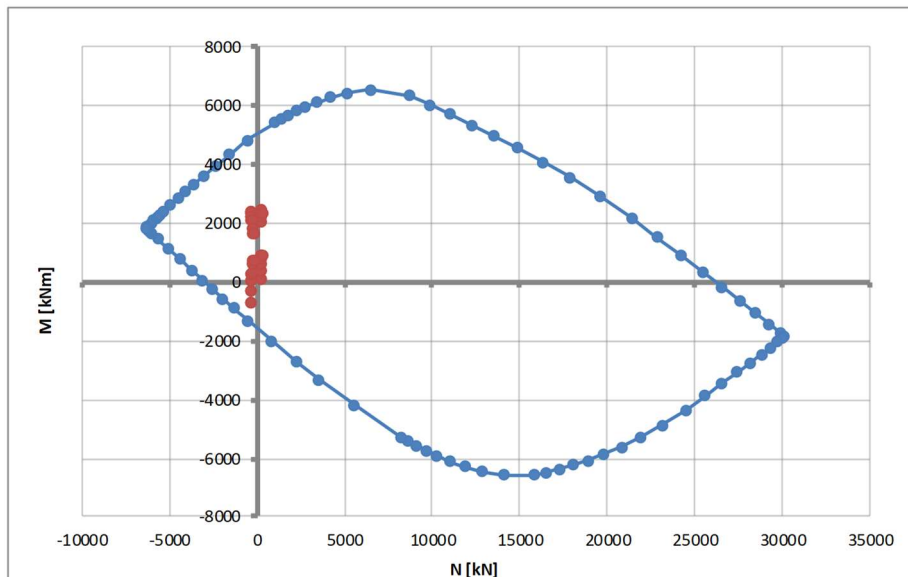
Armatura superiore

6 ϕ 26 @85mm

Armatura inferiore

4 ϕ 26 @968mm15 ϕ 24 @1140mm9 ϕ 24 @1070mm

Rottura	F _{s,min}	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.761	-647	-1244
M=cost	4.525	-1663	-706
N=cost	1.965	-368	-1388



SEZIONE

C-C (FILO INTERNO PIEDRITTO LATO GA)

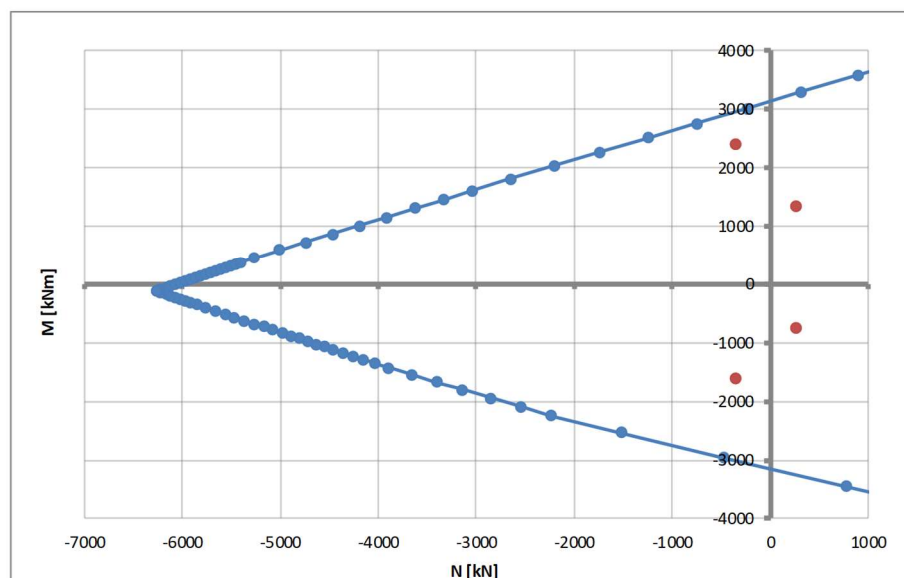
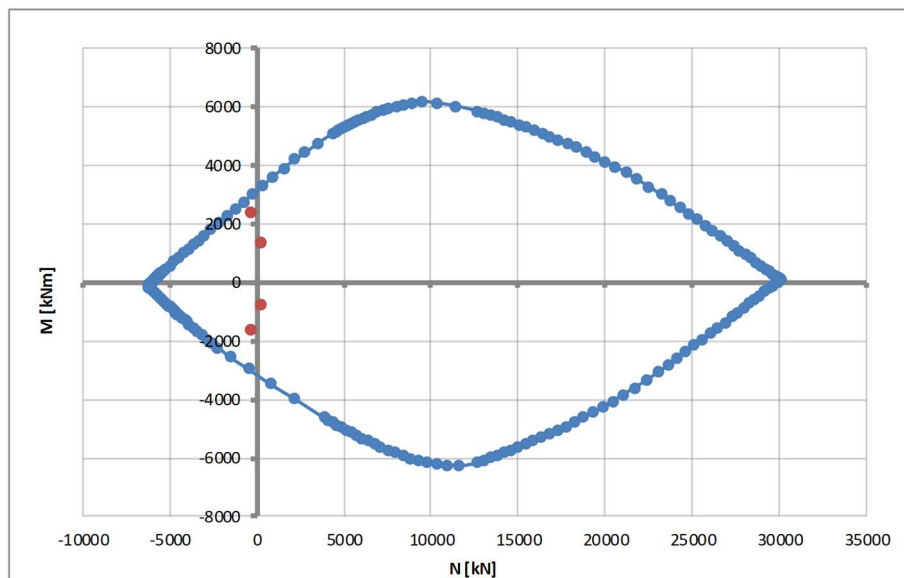
Armatura superiore

10 ϕ 26 @85mm4 ϕ 26 @128mm

Armatura inferiore

7 ϕ 26 @968mm4 ϕ 26 @936mm3 ϕ 24 @1060 e 1140mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.219	-439	2916
M=cost	4.123	-1484	2392
N=cost	1.235	-360	2955



8.4.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi provvisti di armatura a taglio considerando le sole armature e la sola sezione di calcestruzzo della trave prefabbricata.

Nello specifico si verificano le seguenti sezioni

$$\bullet \quad 0.30 \leq x \leq 3.00 \text{ e } 12.30 \leq x \leq 15.00$$

$$A_{sw} = 2\phi 12/6\text{cm}$$

$$\bullet \quad 3.00 < x < 12.30$$

$$A_{sw} = 2 \phi 12/20\text{cm}$$

Per le zone di estremità, l'inclinazione della biella compressa è limitata a 45°.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.2)

Elemento	[-]	COPERTURA 0.30 ≤ x ≤ 3.00	COPERTURA 3.00 < x < 12.30	
Sezione	[-]	12.30 ≤ x ≤ 15.00	3.00 < x < 12.30	
γ_c	[-]	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	1100	1100	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	300	300	Larghezza sezione
s	[mm]	60	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	226	226	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1459	1094	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1572	1084	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1459	1084	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	1181	829	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.24	1.31	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.4.3 SLE – Tensionale

Si effettuano le verifiche allo stato limite in esercizio in accordo alla norma RFI DTC INC PO SP IFS 001 A. In dettaglio, tale norma al paragrafo 1.8.3.2.1 specifica i seguenti limiti tensionali:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{c,max} \leq 0.55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente $\sigma_{c,max} \leq 0.40 f_{ck}$;
- per le armature ordinarie e per la combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{s,max} \leq 0.75 f_{yk}$.

Cautelativamente le tensioni sul calcestruzzo sono valutate per la combinazione rara.

SEZIONE A-A

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	7.87	<	19.25 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	7.87	<	14.00 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	166	<	337.50 N/mm ²

SEZIONE B-B

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	7.87	<	19.25 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	7.87	<	14.00 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	147	<	337.50 N/mm ²

SEZIONE C-C

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	7.87	<	19.25 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	7.87	<	14.00 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	124	<	337.50 N/mm ²

Verifica C.A. S.L.U. - File: IV_COP_A

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	8.5
2	37.17	12.8
3	37.17	18
4	31.86	96.8
5	13.57	106
6	13.57	114

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

E_{su} ‰ E_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

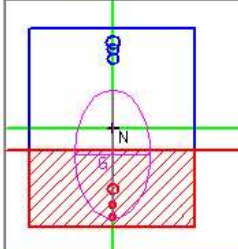
σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm

x x/d δ



Verifica C.A. S.L.U. - File: IV_COP_B

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.86	8.5
2	21.24	96.8
3	67.86	114
4	40.72	107

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

E_{su} ‰ E_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

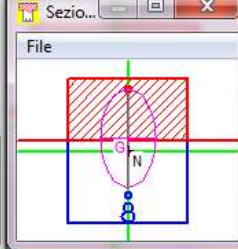
σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm

x x/d δ



Verifica C.A. S.L.U. - File: IV_COP_C

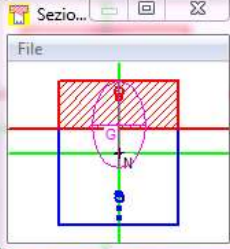
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	2	21.24	12.8
			3	21.24	93.6
			4	37.17	96.8
			5	13.57	114
			6	13.57	106

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... 

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali:

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="210.000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="19.83"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="18.53"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="1"/>
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.863"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="13.5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.8"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.257"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

8.4.4 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - Apertura fessure

(rif. Circ.n.618 par.C4.1.2.2.4)

	Elemento Combinazione Sezione	[-] [-] [-]	Copertura			
			Rara A-A	Rara B-B	Rara C-C	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	45	45	45	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	37	37	37	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.35	3.35	3.35	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	34625	34625	34625	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-	-	-	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-	-	-	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	26	24	24	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	166	147	124	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	1593	452	452	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	100	100	100	Passo medio tra le barre
s_{max}	[mm]	365	310	310	Interasse massimo delle barre	
DATI SEZIONALI	c	[mm]	60	50	50	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	100	100	100	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1200	1200	1200	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1070	1140	1100	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	453	515	401	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	249	150	250	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm ²]	24900	15000	25000	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	6.398E-02	3.013E-02	1.808E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.06	6.06	6.06	Rapporto geometrico di armatura tesa
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.4	0.4	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000652	0.000449	0.000354	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	3.400	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	0.425	0.425	-
$S_{r,max}$	[mm]	273	305	396	Distanza massima tra le fessure	
VERIFICA	w_k	[mm]	0.178	0.137	0.140	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.200	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure
			OK	OK	OK	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
127 di 165

8.5 IV40 – Travi prefabbricate

8.5.1 SLU – Pressoflessione

Si procede verificando le travi per la fase di getto, considerando oltre al peso proprio quello del getto in opera al netto dei cordoli, eseguiti successivamente.

- A-A mezzeria

SEZIONE

A-A

Armatura superiore

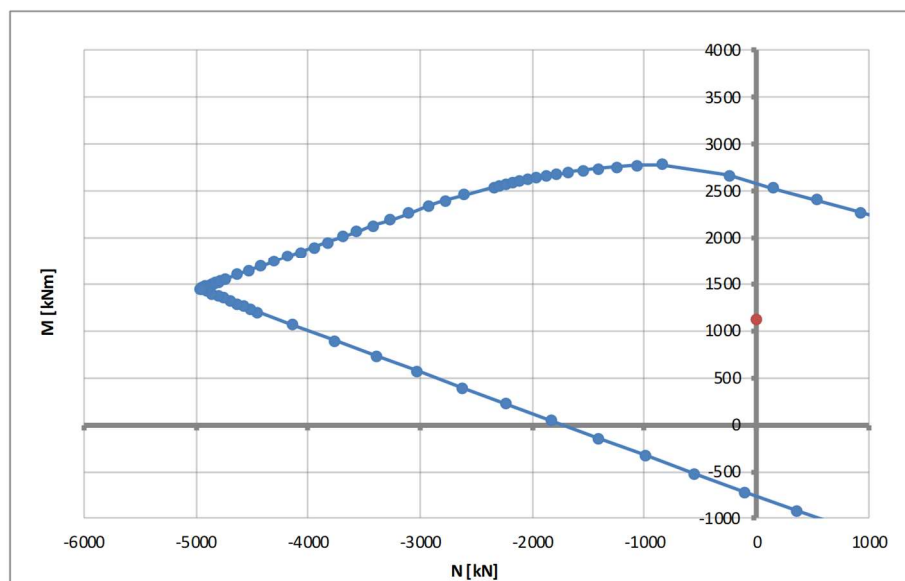
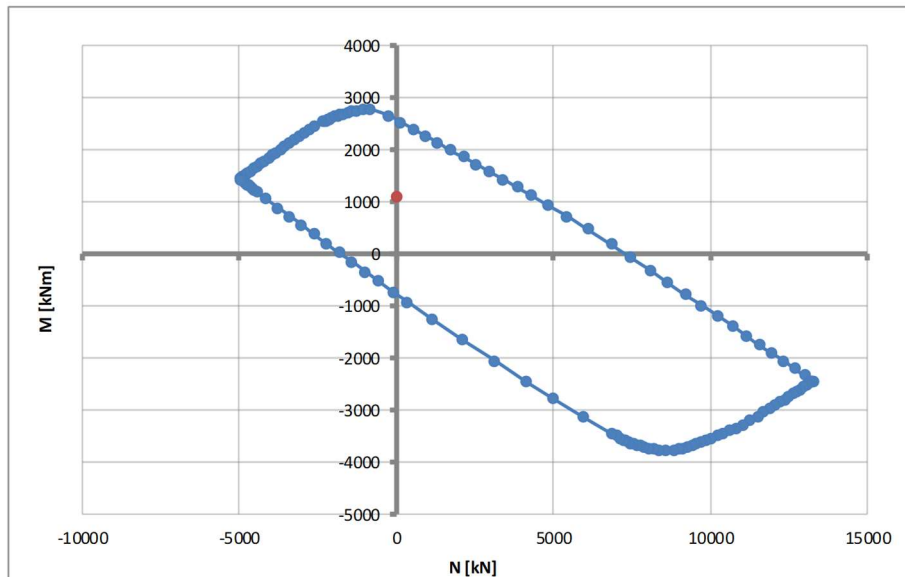
4 ϕ 24 @64mm

Armatura inferiore

15 ϕ 24 @940mm

9 ϕ 24 @870mm

Rottura	F _{s,min}	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	2.299	0	2582
M=cost			
N=cost	2.299	0	2582



Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi provvisti di armatura a taglio considerando cautelativamente l'armatura minima prevista lungo lo sviluppo della trave ($2\phi 12/20\text{cm}$)

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.2)

Elemento	[-]	TRAVE	
Sezione	[-]	Tutte	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	900	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	300	Larghezza sezione
s	[mm]	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	226	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	895	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	887	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	887	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	298	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	2.98	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
130 di 165

8.6 IV40 – Muro frontale spalla

8.6.1 SLU – Pressoflessione

Si procede con la verifica a pressoflessione per le seguenti sezioni:

- A-A filo estradosso fondazione
- B-B filo intradosso copertura

Poiché la verifica è svolta per una striscia unitaria di piastra ($B=1.00\text{m}$), le azioni di progetto riportate nel paragrafo 7.5.1 sono divise per la lunghezza del paramento (5.00m).

SEZIONE

A-A (FILO ESTRADOSSO FONDAZIONE)

Armatura interna (LATO GA)

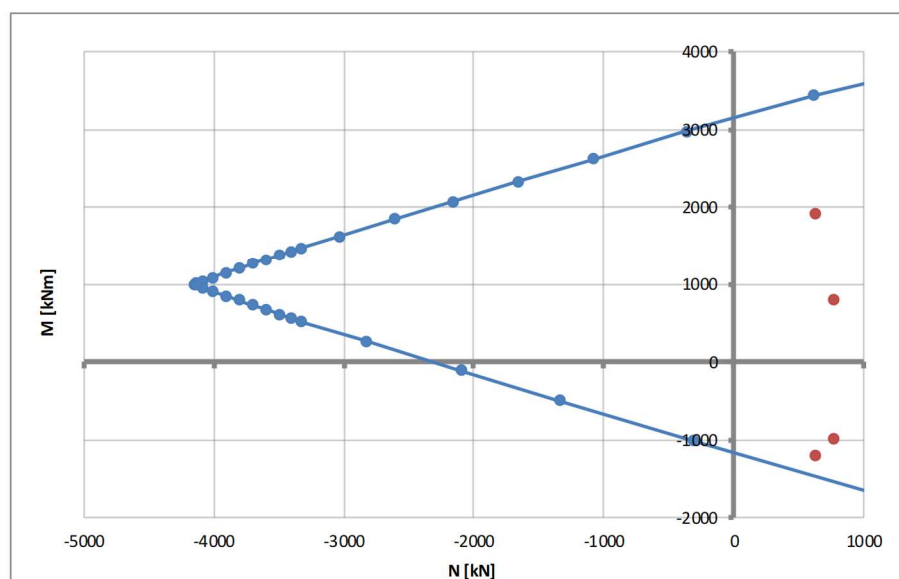
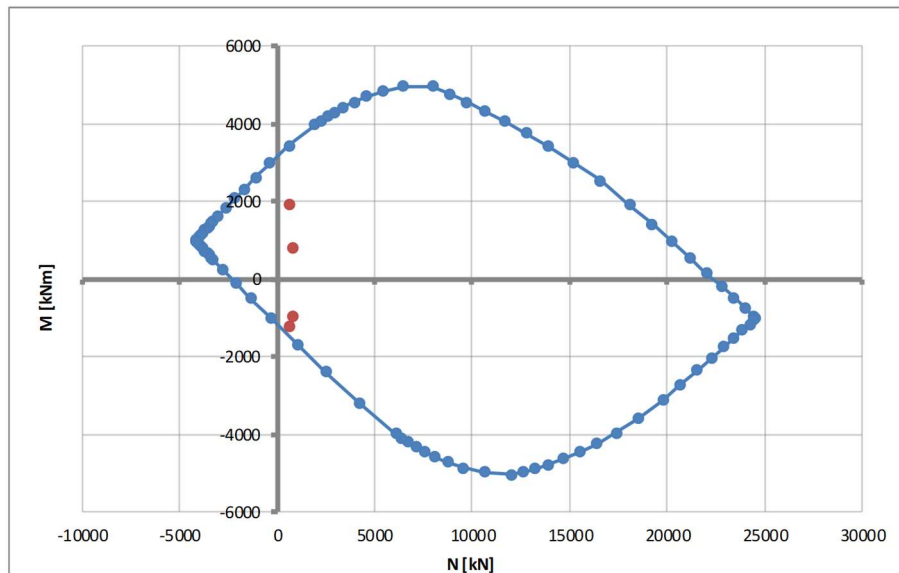
1 ϕ 26/10 @95mm

1 ϕ 26/20@141mm

Armatura esterna (LATO RINTERRO)

1 ϕ 26/20 @1105mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.313	826	-1560
M=cost	26.768	20607	805
N=cost	1.232	629	-1464



SEZIONE

B-B (FILO INTRADOSSO COPERTURA)

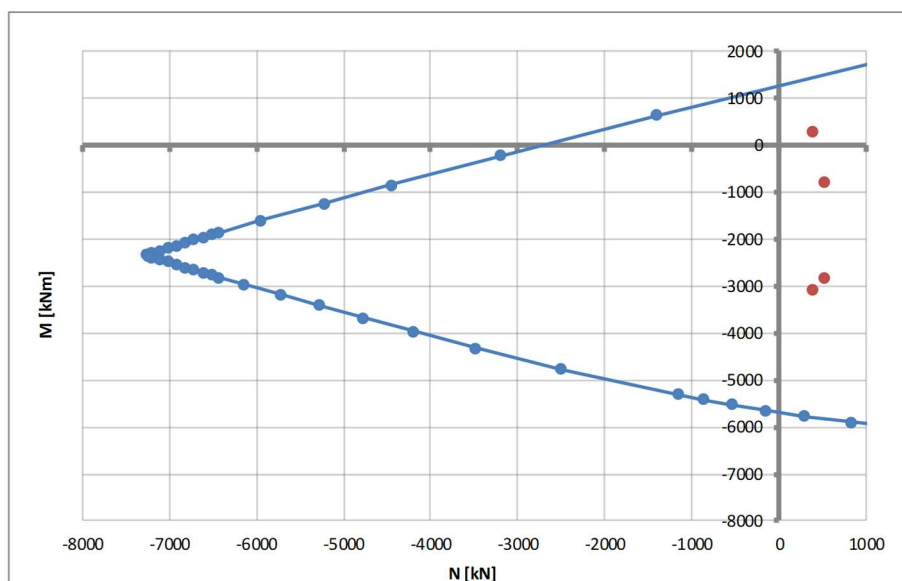
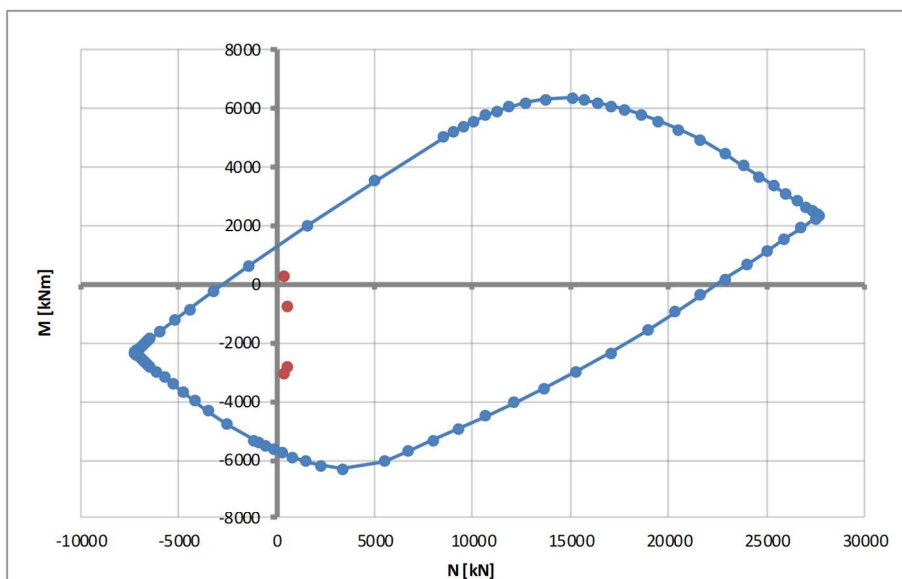
Armatura interna (LATO GA)

1 ϕ 26/20 @95mm

Armatura esterna (LATO RINTERRO)

1 ϕ 26/10 @1105mm1 ϕ 26/10 @1059mm1 ϕ 26/10 @1013mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.919	728	-5877
M=cost	30.127	15665	-2841
N=cost	1.891	379	-5789



8.6.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi privi di armatura a taglio.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi non armati - C.A.ORDINARIO

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.1)

ELEMENTO [-]	SEZIONE [-]	Parete Tutte	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	40	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	33.2	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	18.8	Resistenza a compressione di progetto
A_s	[mm ²]	5310	Armatura longitudinale tesa
d	[mm]	1115	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
ρ_L	[-]	0.0048	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.424	Vedi NTC2008
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.56	Sforzo medio di compressione
$V_{Rd,min}$	[kN]	475	Resistenza minima
$V_{Rd,eff}$	[kN]	571	Resistenza effettiva
V_{Rd}	[kN]	571	Resistenza di calcolo
V_{Sd}	[kN]	386	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.48	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.6.3 SLE – Tensionale

Si effettuano le verifiche allo stato limite in esercizio in accordo alla norma RFI DTC INC PO SP IFS 001 A. In dettaglio, tale norma al paragrafo 1.8.3.2.1 specifica i seguenti limiti tensionali:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{c,max} \leq 0.55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente $\sigma_{c,max} \leq 0.40 f_{ck}$;
- per le armature ordinarie e per la combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{s,max} \leq 0.75 f_{yk}$.

Cautelativamente le tensioni sul calcestruzzo sono valutate per la combinazione rara.

SEZIONE A-A

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	3.21	<	17.60 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	3.21	<	12.80 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	94	<	337.50 N/mm ²

SEZIONE B-B

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	8.02	<	17.60 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	8.02	<	12.80 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	141	<	337.50 N/mm ²

Verifica C.A. S.L.U. - File: IV_SP_A

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

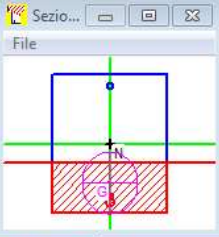
N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	110.5
2	26.55	105.9
3	26.55	9.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... 

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="210.000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="22.13"/> N/mm²
E_s/E_c	<input type="text" value="18.53"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="1"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.863"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/> N/mm²
		τ_{cl}	<input type="text" value="2.114"/> N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: IV_SP_B

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

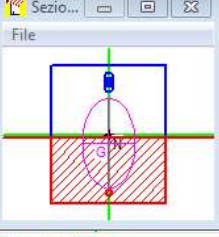
N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	9.5
2	53.09	14.1
3	26.55	110.5
4	53.09	18.7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... 

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="210.000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="22.13"/> N/mm²
E_s/E_c	<input type="text" value="18.53"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="1"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.863"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/> N/mm²
		τ_{cl}	<input type="text" value="2.114"/> N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

8.6.4 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - Apertura fessure

(rif. Circ.n.618 par.C4.1.2.2.4)

	Elemento Combinazione Sezione	[-] [-] [-]	Spalla Rara A-A	Spalla Rara B-B	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	40	40	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	33	33	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.10	3.10	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	33643	33643	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-	-	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-	-	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	94	141	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	531	1593	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	200	100	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	475	475	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	82	82	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	200	100	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1200	1200	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1105	1105	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	429	567	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	238	211	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm]	47500	21100	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	1.118E-02	7.550E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.24	6.24	Rapporto geometrico di armatura tesa
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.4	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000269	0.000556	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	0.425	-
	$s_{r,max}$	[mm]	674	337	Distanza massima tra le fessure
VERIFICA	w_k	[mm]	0.181	0.188	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.200	0.200	Apertura limite delle fessure

OK OK

8.7 IV40 – Fondazione spalla

8.7.1 SLU – Flessione

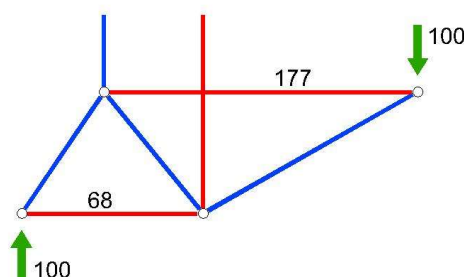
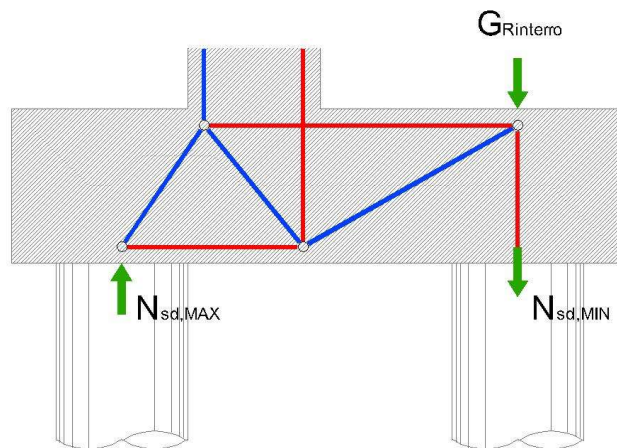
Tenuto in conto dei rapporti geometrici della platea, le verifiche vengono svolte mediante modello limite “tirante – puntone” come mostrato in figura, sia per il palo di “valle” che per quello di “monte. Cautelativamente si trascura il comportamento a piastra della fondazione associata alla presenza dei muri andatori, collaboranti in realtà con il muro frontale.

In particolare:

- $N_{sd,max}$ = massimo carico di compressione sul palo = 5992 kN
- $N_{sd,min}$ = massimo carico di trazione sul palo = 2299 kN
- $G_{rinterro}$ = peso proprio del terreno sopra lo sbalzo di monte = 2954 kN

Esaminando in fase di verifica una striscia di larghezza unitaria (1.00m), si ottengono i seguenti valori di calcolo:

- $n_{sd,max} = N_{sd,max} / (i_{pali} / 2 + L) = 5992 / (3.60/2 + 1.00) = 2140$ kN/m
- $n_{sd,min} = N_{sd,min} / (i_{pali} / 2 + L) = 2299 / (3.60/2 + 1.00) = 821$ kN/m
- $g_{rinterro} = G_{rinterro} / L_{fondazione} = 2954 / 9.20m = 321$ kN/m



GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
138 di 165

Elemento	[-]	Sbalzo di valle	Sbalzo di monte	
A_s	[mm ²]	7965	5310	Area tirante
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
N_{Rd}	[kN]	3114	2076	Azione resistente
V_{Sd}	[kN]	2140	1142	Azione verticale sollecitante
α	[-]	0.68	1.77	Vedi poligono delle forze di calcolo
N_{Sd}	[kN]	1455	2021	Azione sollecitante nel tirante
F_s	[-]	2.14	1.03	Coefficiente di sicurezza

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

8.7.2 SLE – Fessurazione

Si valutano le tensioni in esercizio con lo stesso schema di calcolo (tirante puntone) adottato per le verifiche precedenti (SLU). Non avendo significative trazioni sul palo di monte, si verifica il solo allineamento di valle per effetto della massima compressione in testa al palo.

- $N_{sd,max} = \text{massimo carico di compressione sul palo} = 3652 \text{ kN}$
- $n_{sd,max} = N_{sd,max} / (i_{pali} / 2 + L) = 3652 / (3.60/2+1.00) = 1304 \text{ kN/m}$

Elemento	[-]	Sbalzo di valle	
A_s	[mm ²]	7965	Area tirante
V_{Sd}	[kN]	1304	Azione verticale sollecitante
α	[-]	0.68	Vedi poligono delle forze di calcolo
$\sigma_{s,max}$	[N/mm ²]	111	Azione sollecitante

	Elemento Combinazione Sezione	[-] [-] [-]	Fondazione Rara Sbalzo valle	
DATI CLS	R_{ck}	$[N/mm^2]$	37	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	$[N/mm^2]$	31	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	$[N/mm^2]$	2.94	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	$[N/mm^2]$	33019	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	26	Diametro barre di armatura tesa
	σ	$[N/mm^2]$	111	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	$[mm^2]$	1593	Area dell'armatura tesa
	E_s	$[N/mm^2]$	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	200	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	265	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	40	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	200	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1400	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1295	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	210	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	263	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm]	52500	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	3.034E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000317	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	-
	$s_{r,max}$	[mm]	282	Distanza massima tra le fessure
VERIFICA	w_k	[mm]	0.089	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.200	Apertura limite delle fessure

OK

8.8 IV40 – Pali di fondazione

8.8.1 SLU – Pressoflessione

Si procede con la verifica a pressoflessione della sezione in testa al palo in quanto maggiormente sollecitata a flessione.

SEZIONE

TESTA PALO

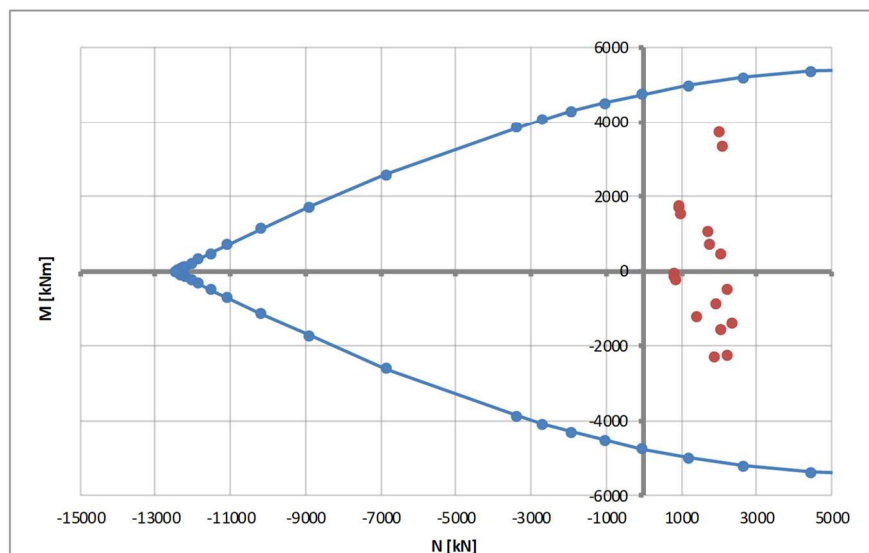
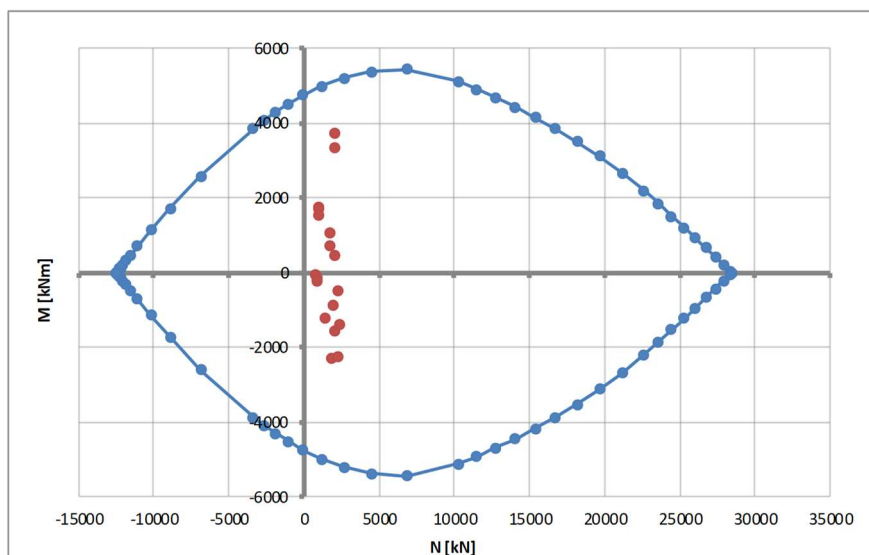
Corona esterna

30□26 con R=513mm

Corona interna

30□26 con R=461mm

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.397	2802	5219
M=cost	8.586	17228	3737
N=cost	1.367	2006	5109



8.8.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi provvisti di armatura a taglio.

Trattandosi di sezioni circolari, il calcolo è svolto facendo riferimento ad una sezione rettangolare equivalente, individuata secondo la formulazione di Clarke & Birjandi's, ripresa dalle NTC2008 (vedi paragrafo 7.9.5.2.2).

Sezione rettangolare equivalente (Formulazione di Clarke & Birjandi's)

D	[mm]	1200	Diametro palo
r	[mm]	600	Raggio palo
r _s	[mm]	487	Raggio disposizione armatura
sen(α)	[-]	0.517	-
cos(α)	[-]	0.856	-
α	[rad]	0.543	-
A	[mm ²]	920235	Area effettiva
d	[mm]	910	Altezza utile sezionale
b	[mm]	1011	Larghezza effettiva

Tenuto in conto dei meccanismi resistenti a carichi trasversali “lato terreno” ovvero del fatto che la testa del palo rappresenta una sezione potenziale di formazione di cerniera plastica, ai fini del dimensionamento dell’armatura a taglio si assume quanto segue:

- tratto $-1.5 \leq z \leq 0\text{m}$: inclinazione biella compressa $\square = 45.0^\circ$
- tratto $-1.5 > z$: inclinazione biella compressa $\square = 21.8^\circ$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.2)

MANUFATTO	[-]	Spalla	Spalla	
ELEMENTO	[-]	Palo	Palo	
SEZIONE	[-]	$-1.5 \leq z \leq 0$	$z < -1.5$	
γ_c	[-]	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	30	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	14.1	14.1	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	7.1	7.1	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	910	910	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1011	1011	Larghezza sezione
s	[mm]	60	120	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	308	308	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1645	2057	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	2922	2015	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1645	2015	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	1054	1054	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.56	1.91	Coefficiente di sicurezza

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 144 di 165
---------	------------------	-------------	--	-----------	----------------------

8.8.3 SLE – Tensionale

Si effettuano le verifiche allo stato limite in esercizio in accordo alla norma RFI DTC INC PO SP IFS 001 A. In dettaglio, tale norma al paragrafo 1.8.3.2.1 specifica i seguenti limiti tensionali:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{c,max} \leq 0.55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente $\sigma_{c,max} \leq 0.40 f_{ck}$;
- per le armature ordinarie e per la combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{s,max} \leq 0.75 f_{yk}$.

Cautelativamente le tensioni sul calcestruzzo sono valutate per la combinazione rara.

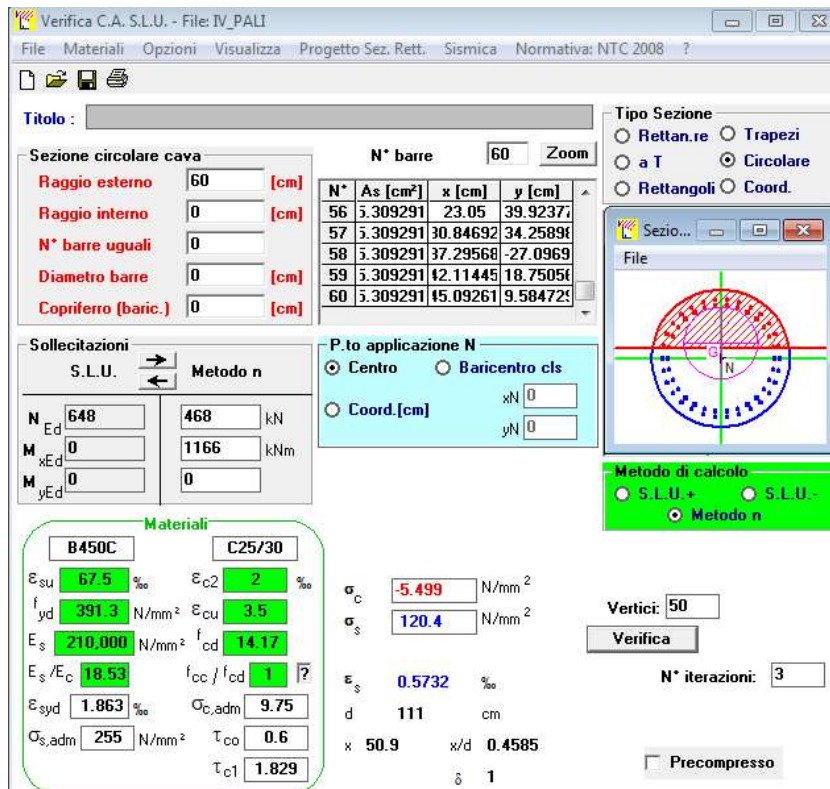
TESTA PALO

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	5.50	<	13.75	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	5.50	<	10.00	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	120	<	337.50	N/mm ²



Verifica C.A. S.L.U. - File: IV_PALI

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 0
 Diametro barre: 0 [cm]
 Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 60 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
56	3.309291	23.05	39.92377
57	3.309291	30.84692	34.25891
58	3.309291	37.29568	-27.0969
59	3.309291	42.11445	18.75051
60	3.309291	45.09261	9.584725

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 648 468 kN
 M_{xEd}: 0 1166 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 210,000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 E_s/E_c : 18.53 f_{cc}/f_{cd} : 1
 ϵ_{syd} : 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -5.499 N/mm²
 σ_s : 120.4 N/mm²
 ϵ_s : 0.5732 ‰
 d: 111 cm
 x: 50.9 x/d: 0.4585
 δ : 1

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

8.8.4 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - Apertura fessure

(rif. Circ.n.618 par.C4.1.2.2.4)

	Elemento Combinazione Sezione	[-] [-] [-]	Palo Rara Testa	
DATI CLS	R_{ck}	$[N/mm^2]$	30	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	$[N/mm^2]$	25	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	$[N/mm^2]$	2.56	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	$[N/mm^2]$	31447	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	26	Diametro barre di armatura tesa
	σ	$[N/mm^2]$	120	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	$[mm^2]$	1062	Area dell'armatura tesa
	E_s	$[N/mm^2]$	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	100	Passo medio tra le barre
s_{max}	[mm]	365	Interasse massimo delle barre	
DATI SEZIONALI	c	[mm]	60	Copri ferro delle barre di armatura
	b	[mm]	74	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1200	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1087	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	509	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	230	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm]	17045	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	6.231E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
α_e	[-]	6.68	Rapporto geometrico di armatura tesa	
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000461	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	-
	$s_{r,max}$	[mm]	275	Distanza massima tra le fessure
VERIFICA	w_k	[mm]	0.127	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.200	Apertura limite delle fessure

OK

8.9 Muro ad U 1 - Elevazione

8.9.1 SLU – Flessione

Si procede con la verifica a flessione dell'elevazione del muro ad U 1.

Cautelativamente non è stato considerato lo sforzo normale all'interno della verifica.

- momento agente $M_{Ed} = 1075.79$ kN m
- momento resistente $M_{Rd} = 1946$ kN m

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	800	1	2655	89
			2	2655	665
			3	5309	711

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	2.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.2
		τ_{c1}	0.9714

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d mm

x x/d

δ

La verifica è pertanto soddisfatta.

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 40A 0 001	Rev. B	Foglio 147 di 165
---------	------------------	-------------	--	-----------	----------------------

8.9.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi provvisti di armatura a taglio, assumendo la minima armatura di progetto ($1\phi 10/20 \times 40$).

γ_c	[-]	1,50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1,15	Coefficiente parziale per l'acciaio
f_{ck}	[N/mm ²]	32	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	18,1	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	9,1	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450,0	Tensione caract. di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391,3	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1,00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	711	Altezza utile
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
Φl	[mm]	10	Diametro legature
n	[-]	5	Numero di legature/metro lineare
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	22	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	608	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	2015	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	608	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	391	Taglio sollecitante di progetto
c.s.	[-]	1,56	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.9.3 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - C.A.ORDINARIO

(rif. Circ. n°618 par.C4.1.2.2.4)

El.	[-]	Elevazione
Sez.	[-]	
Comb.	[-]	RARA
R_{ck}	[N/mm ²]	40 Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	33 Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	3,10 Resistenza a trazione
E_{cm}	[N/mm ²]	33643 Modulo elastico CLS
N_{sd}	[kN]	- Azione assiale di progetto (SLE)
M_{sd}	[kNm]	- Momento flettente di progetto (SLE)
ϕ	[mm]	26 Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	130,8 Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	7964 Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000 Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	100 Passo medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	510 Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	89 Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000 Larghezza sezione
h	[mm]	800 Altezza della sezione reagente
d	[mm]	712 Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	286,6 Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	171 Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	171133 Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0,0465 Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6,24 Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0,4 Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	[-]	0,000459 Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0,800 Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0,500 Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3,400 Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0,425 Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	398 Distanza massima tra le fessure
w_k	[-]	0,18 Apertura delle fessure
w_{max}	[-]	0,20 Apertura limite delle fessure

OK Verifica

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.10 Muro ad U 1 - Fondazione

8.10.1 SLU – Flessione

Si procede con la verifica a flessione della fondazione del muro ad U 1.

Cautelativamente non è stato considerato lo sforzo normale all'interno della verifica.

- momento agente $M_{Ed} = 1184.64 \text{ kN m}$
- momento resistente $M_{Rd} = 2648 \text{ kN m}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1000	1	1571	53
			2	2655	905
			3	5309	947

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

Precompresso

Materiali: **B450C** **C25/30**

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d mm

x x/d

δ

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.10.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi provvisti di armatura a taglio, assumendo la minima armatura di progetto ($1\phi 10/40 \times 40$).

γ_c	[-]	1,50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1,15	Coefficiente parziale per l'acciaio
f_{ck}	[N/mm ²]	25	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	14,2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	7,1	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450,0	Tensione caratt. di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391,3	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1,00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	947	Altezza utile
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
$\Phi 1$	[mm]	10	Diametro legature
n	[-]	2,5	Numero di legature/metro lineare
A_{sw}	[mm ²]	196	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	22	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	405	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	2097	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	405	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	233	Taglio sollecitante di progetto
c.s.	[-]	1,74	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.10.3 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - C.A.ORDINARIO

(rif. Circ. n°618 par.C4.1.2.2.4)

El.	[-]	Fondazione
Sez.	[-]	
Comb.	[-]	RARA
R_{ck}	[N/mm ²]	30 Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	25 Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	2,56 Resistenza a trazione
E_{cm}	[N/mm ²]	31447 Modulo elastico CLS
N_{sd}	[kN]	- Azione assiale di progetto (SLE)
M_{sd}	[kNm]	- Momento flettente di progetto (SLE)
ϕ	[mm]	26 Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	106,5 Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	7964 Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000 Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	100 Passo medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	330 Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	53 Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000 Larghezza sezione
h	[mm]	1000 Altezza della sezione reagente
d	[mm]	947 Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	379,8 Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	133 Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	132500 Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0,0601 Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6,68 Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0,4 Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0,000394 Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0,800 Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0,500 Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3,400 Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0,425 Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	254 Distanza massima tra le fessure
w_k	[-]	0,10 Apertura delle fessure
w_{max}	[-]	0,30 Apertura limite delle fessure

OK Verifica

La verifica pertanto risulta soddisfatta.

8.11 Muro ad U 2 - Elevazione

8.11.1 SLU – Flessione

Si procede con la verifica a flessione dell'elevazione del muro ad U 2.

Cautelativamente non è stato considerato lo sforzo normale all'interno della verifica.

- momento agente $M_{Ed} = 360.10 \text{ kN m}$
- momento resistente $M_{Rd} = 589.3 \text{ kN m}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	600

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1571	86
2	3142	514

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	18.53	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d mm

x x/d

δ

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.11.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi provvisti di armatura a taglio, assumendo la minima armatura di progetto ($1\phi 10/40 \times 40$).

γ_c	[-]	1,50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1,15	Coefficiente parziale per l'acciaio
f_{ck}	[N/mm ²]	32	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	18,1	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	9,1	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450,0	Tensione caratt. di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391,3	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1,00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	514	Altezza utile
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
$\Phi 1$	[mm]	10	Diametro legature
n	[-]	2,5	Numero di legature/metro lineare
A_{sw}	[mm ²]	196	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	22	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	220	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1457	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	220	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	196	Taglio sollecitante di progetto
c.s.	[-]	1,12	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.11.3 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - C.A.ORDINARIO

(rif. Circ. n°618 par.C4.1.2.2.4)

El.	[-]	Elevazione
Sez.	[-]	
Comb.	[-]	RARA
R_{ck}	[N/mm ²]	40 Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	33 Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	3,10 Resistenza a trazione
E_{cm}	[N/mm ²]	33643 Modulo elastico CLS
N_{sd}	[kN]	- Azione assiale di progetto (SLE)
M_{sd}	[kNm]	- Momento flettente di progetto (SLE)
ϕ	[mm]	20 Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	134,5 Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	3142 Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000 Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	100 Passo medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	480 Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	86 Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000 Larghezza sezione
h	[mm]	600 Altezza della sezione reagente
d	[mm]	514 Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	181,9 Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	139 Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	139367 Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0,0225 Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6,24 Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0,4 Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0,000384 Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0,800 Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0,500 Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3,400 Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0,425 Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	443 Distanza massima tra le fessure
w_k	[-]	0,17 Apertura delle fessure
w_{max}	[-]	0,20 Apertura limite delle fessure

OK Verifica

8.12 Muro ad U 2 - Fondazione

8.12.1 SLU – Flessione

Si procede con la verifica a flessione della fondazione del muro ad U 2.

Cautelativamente non è stato considerato lo sforzo normale all'interno della verifica.

- momento agente $M_{Ed} = 378.73 \text{ kN m}$
- momento resistente $M_{Rd} = 876.8 \text{ kN m}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm ²]	d [mm]
1	1000	800	1	1571	50
			2	3142	750

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d mm

x x/d

δ

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.12.2 SLU – Taglio

Il calcolo è svolto con riferimento al caso di elementi provvisti di armatura a taglio, assumendo la minima armatura di progetto ($1\phi 10/40 \times 40$).

γ_c	[-]	1,50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1,15	Coefficiente parziale per l'acciaio
f_{ck}	[N/mm ²]	25	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	14,2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	7,1	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450,0	Tensione caratt. di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391,3	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1,00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	750	Altezza utile
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
$\Phi 1$	[mm]	10	Diametro legature
n	[-]	2,5	Numero di legature/metro lineare
A_{sw}	[mm ²]	196	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	22	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	321	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1661	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	321	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	125	Taglio sollecitante di progetto
c.s.	[-]	2,57	Coefficiente di sicurezza

La verifica è pertanto soddisfatta.

8.12.3 SLE – Fessurazione

STRUTTURE IN C.A. - Fessurazione - C.A.ORDINARIO

(rif. Circ. n°618 par.C4.1.2.2.4)

El.	[-]	Fondazione
Sez.	[-]	
Comb.	[-]	RARA
R_{ck}	[N/mm ²]	30 Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	25 Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	2,56 Resistenza a trazione
E_{cm}	[N/mm ²]	31447 Modulo elastico CLS
N_{sd}	[kN]	- Azione assiale di progetto (SLE)
M_{sd}	[kNm]	- Momento flettente di progetto (SLE)
ϕ	[mm]	20 Diametro barre di armatura tesa
σ_s	[N/mm ²]	86,4 Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s	[mm ²]	3142 Armatura dell'armatura tesa
E_s	[N/mm ²]	210000 Modulo elastico dell'acciaio
s	[mm]	100 Passo medio tra le barre di armatura
s_{max}	[mm]	300 Spaziatura massima barre di armatura
c	[mm]	50 Copriferro delle barre di armatura
b	[mm]	1000 Larghezza sezione
h	[mm]	800 Altezza della sezione reagente
d	[mm]	750 Altezza utile della sezione reagente
x	[mm]	208,7 Quota asse neutro
$h_{c,ef}$	[mm]	125 Altezza efficace del calcestruzzo teso
$A_{c,ef}$	[mm]	125000 Area del calcestruzzo teso
$\rho_{p,eff}$	[-]	0,0251 Rapporto geometrico di armatura
α_e	[-]	6,68 Coefficiente di omogeneizzazione
k_t	[-]	0,4 Fattore dipendente dalla durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	[-]	0,000247 Deformazione media di progetto
k_1	[-]	0,800 Coeff. Aderenza (0.8 barre ad adherenza migliorata, 1.6 barre lisce)
k_2	[-]	0,500 Coeff. Distribuzione delle tensioni (0.5 flessione, 1 trazione)
k_3	[-]	3,400 Coeff. Circ. n°618
k_4	[-]	0,425 Coeff. Circ. n°618
$s_{r,max}$	[mm]	305 Distanza massima tra le fessure
w_k	[-]	0,08 Apertura delle fessure
w_{max}	[-]	0,30 Apertura limite delle fessure
		OK Verifica

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
158 di 165

VERIFICHE GEOTECNICHE

8.13 Premessa

Di seguito si procede con la verifica geotecnica dei pali di fondazione omettendo le verifiche della fondazione diretta del concio di galleria ritenendo pienamente valide quelle svolte per la sezione tipica di galleria, caratterizzata da un maggiore livello di sollecitazione (e sbilanciamento) rispetto alla presente sezione.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001

Rev.
B

Foglio
159 di 165

8.14 Capacità portante verticale

Di seguito si riporta la verifica di portata verticale per le condizioni:

- Massima compressione per carichi statici (combinazione A2+M1+R2)
- Massima compressione per carichi sismici (combinazione A1+M1+R3)
- Massima trazione per carichi sismici (combinazione A1+M1+R3)

Per quanto riguarda i criteri di definizione delle curve di capacità si rimanda alla Relazione Geotecnica.

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
160 di 165**MASSIMA COMPRESSIONE CARICHI STATICI****A2+M1+R2**

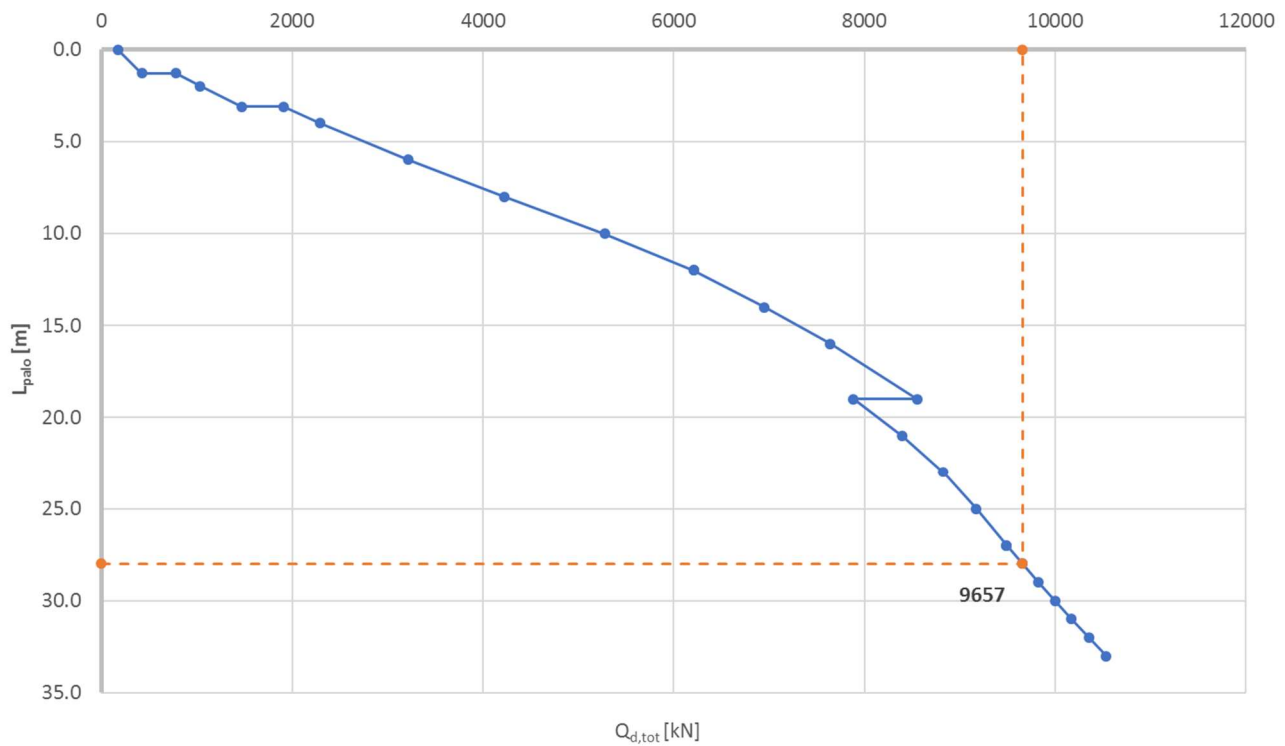
Massima azione sollecitante in compressione

 $N_{ed} = 5086 \text{ kN}$

Azione resistente

 $N_{Rd} = 9657 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza

 $F_s = 9657/5086 = 1.899 > 1.000$ **CURVA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO**AZIONE: Compressione
COMB: A2+M1+R2

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
161 di 165**MASSIMA COMPRESSIONE CARICHI SISMICI****A1+M1+R3**

Massima azione sollecitante in compressione

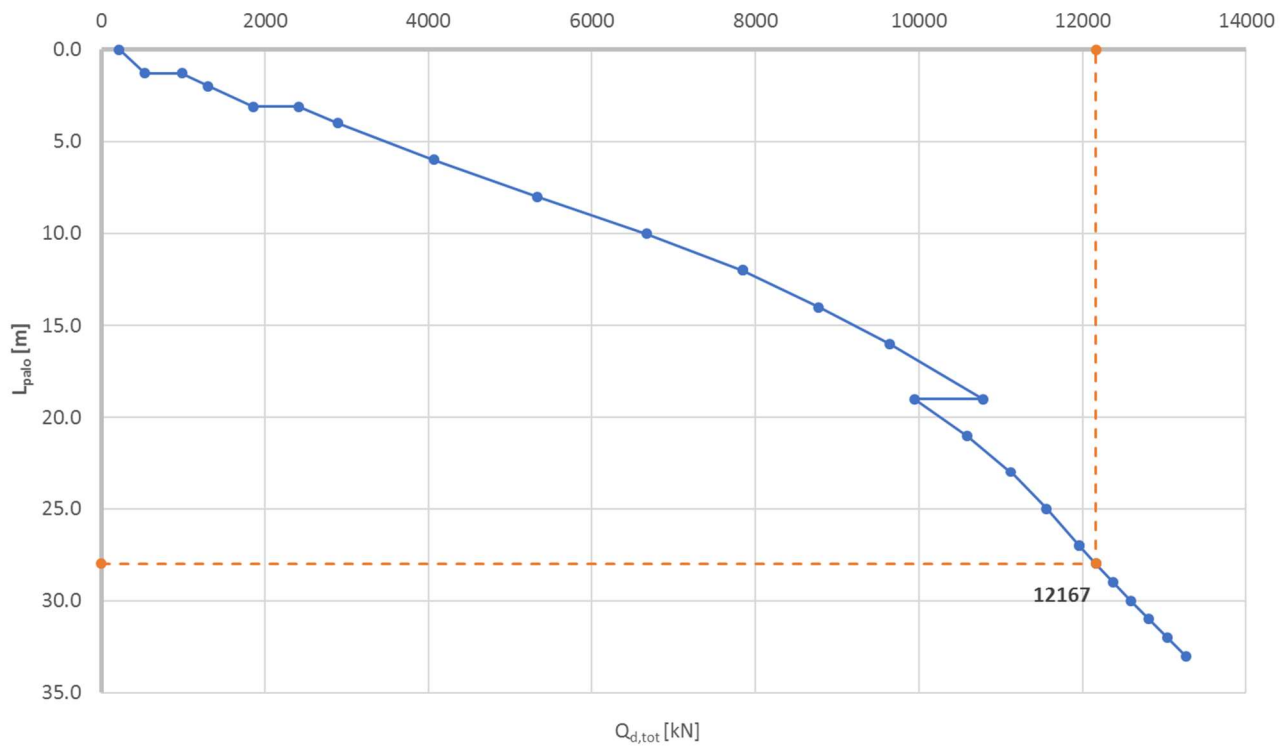
$$N_{ed} = 5992 \text{ kN}$$

Azione resistente

$$N_{Rd} = 12167 \text{ kN}$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = 12167/5992 = 2.031 > 1.000$$

CURVA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO
 AZIONE: Compressione
 COMB: A1+M1+R3


Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
162 di 165**MASSIMA TRAZIONE CARICHI SISMICI****A1+M1+R3**

Massima azione sollecitante in compressione

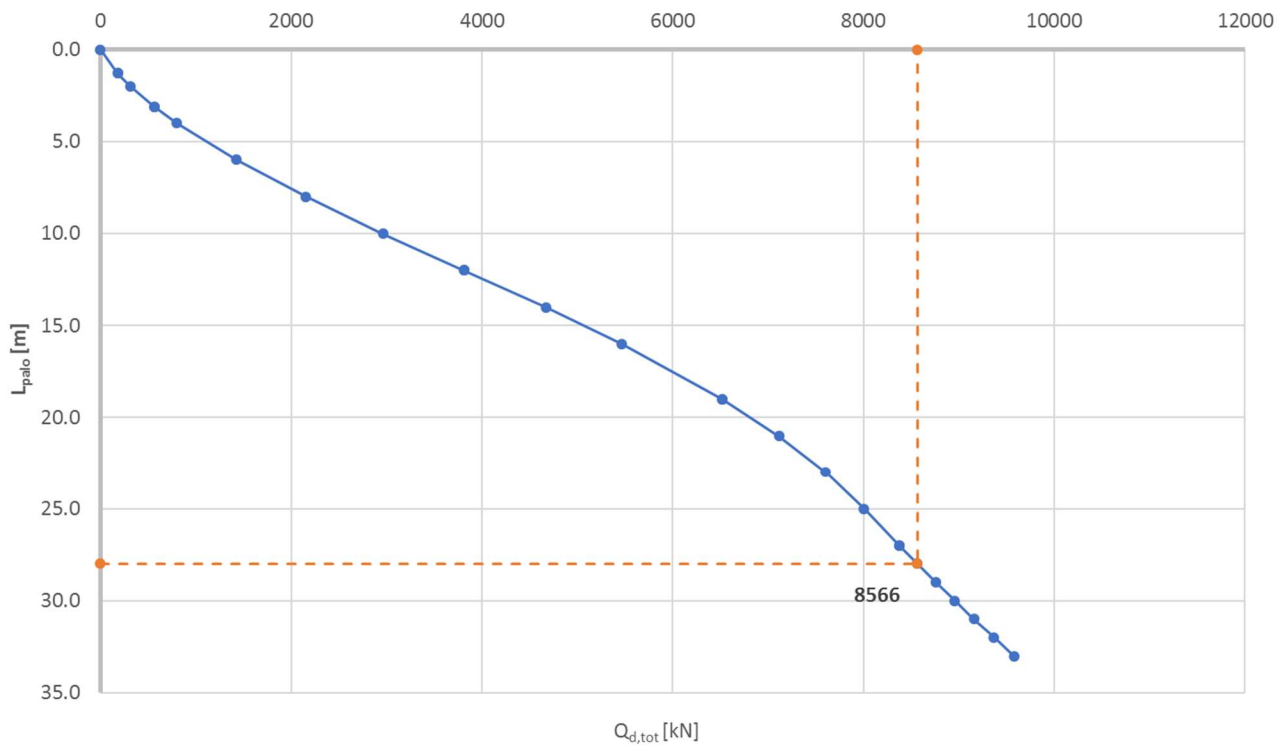
$$N_{ed} = 2299 \text{ kN}$$

Azione resistente

$$N_{Rd} = 8566 \text{ kN}$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = 8566/2299 = 3.726 > 1.000$$

CURVA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO
 AZIONE: Trazione
 COMB: A1+M1+R3


8.15 Capacità portante a carichi trasversali

Il calcolo della resistenza del palo a carichi trasversali è svolto secondo la teoria di Broms, rimandando alla Relazione Geotecnica dell'opera per dettagli sulle formulazioni adottate.

Ai fini della valutazione della resistenza a flessione dei pali (M_p), si considera un'azione assiale di riferimento pari all'azione media agente sulla palificata per la combinazione di carico cui è associato l'azione tagliante da verificare.

Cautelativamente si considera un angolo d'attrito $\phi=30^\circ$ cui è associato un coefficiente di spinta passiva, secondo formulazione di Caquot-Kérisel, pari a 5.25.

Verifica C.A. S.L.U. - File: IV_PALI

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 0
Diametro barre: 0 [cm]
Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 60 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.309291	51.3	0
2	5.309291	50.17897	10.66587
3	5.309291	46.86488	20.86559
4	5.309291	41.50257	30.15339
5	5.309291	34.3264	38.12333
6	5.309291	25.65	44.4271

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1929 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

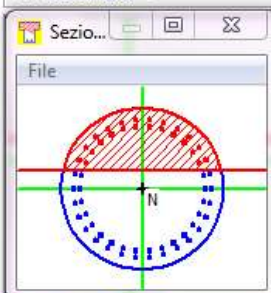
Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 210.000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 18.53 f_{cc}/f_{cd}: 1
 ε_{syd}: 1.863 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 5,113 kN m

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 4.864 ‰
 d: 111 cm
 x: 46.45 x/d: 0.4184
 δ: 0.9631

Precompresso



GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 40A 0 001Rev.
BFoglio
164 di 165

ϕ'	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = 1$	0,81	0,65	0,53	0,44	0,37	0,31	0,26	0,22	0,19	0,16
	1,26	1,66	2,20	3,04	4,26	6,56	10,7	18,2	35,0	75,0
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = \frac{2}{3}$	0,81	0,66	0,54	0,44	0,36	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,24	1,59	2,06	2,72	3,61	5,25	8,00	12,8	21,0	41,0
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = \frac{1}{3}$	0,82	0,67	0,56	0,45	0,37	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,22	1,52	1,89	2,38	3,03	4,02	5,55	8,10	12,0	19,0
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = 0$	0,84	0,70	0,59	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13
	1,19	1,42	1,70	2,04	2,46	3,00	3,70	4,60	5,80	7,50

PORTATA PALI CARICHI TRASVERSALI (Broms)**Combinazione
Condizione****TUTTE
DRENATA****Dati generali**

Parametri geotecnici

			minimi	medi
Lunghezza palo	L	[m]	28.0	28.0
Diametro palo	D	[m]	1.200	1.2
Momento di plasticizzazione	M_p	[kNm]	5113	5113
Angolo d'attrito terreno	ϕ'	[°]	38.0	38.0
Angolo d'attrito palo-terreno	δ	[°]	25.3	25.3
Coefficiente di spinta passiva (Muller-Breslau)	k_p	[-]	5.250	5.250
Peso specifico effettivo terreno	γ'	[kN/m ³]	19.5	19.5
Carico assiale (medio sulla palificata)	$N_{sd,medio}$	[kN]	1929	1929

Palo corto

Portata ultima	$H_{u,1}$	[kN]	144472	144472
----------------	-----------	------	--------	--------

Palo intermedio

Portata ultima	$H_{u,2}$	[kN]	48340	48340
Momento massimo lungo il fusto	M_{max}	[kNm]	1279253	1279253
Profondità momento massimo	f	[m]	28.0	28.0

Palo lungo

Portata ultima	$H_{u,3}$	[kN]	3514	3514
Momento massimo lungo il fusto	M_{max}	[kNm]	5113	5113
Profondità momento massimo	f	[m]	4.4	4.4

Verifica

Comportamento	-	[-]	Palo lungo	Palo lungo
Portata ultima	H_u	[kN]	3514	3514
Coefficiente di correlazione	ξ	[-]	1.70	1.70
Coefficiente parziale per la resistenza	γ_R	[-]	1.60	1.60

Portata di progetto	H_{Rd}	[kN]	1292	1292
Azione sollecitante	H_{Sd}	[kN]	1022	
Coefficiente di sicurezza	F_s	[-]	1.264	
OK				