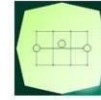


CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4
PROGETTO ESECUTIVO

I-INTERCONNESSIONE

11-INTERCONNESSIONE A35-A4

SVAX2 - ADEGUAMENTO SVINCOLO DI TRAVAGLIATO EST SVA03
ALLARGAMENTO CAVALCAVIA ESISTENTE CVA04

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO													PROGR.		DATA:	
	EMIT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PART.	PROGR.	PART.DOC.	STATO	REV.	LUG	2016		
65479	04	RC	E	I	11	SV	AX2	00	00	002	00	A	00	SCALA:	-		

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE								
	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.P.A. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 152	A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI

	IL CONCEDENTE <p>CONCESSIONI AUTOSTRADALI LOMBARDE</p>	IL CONCESSIONARIO <p>SOCIETÀ DI PROGETTO BREBEMI SPA</p> <p>Società di Progetto Brebemi SpA</p>
--	--	---

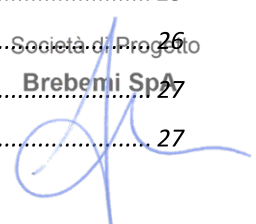
APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



INDICE

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	14
5	ANALISI DEI CARICHI	15
5.1	CARICHI PERMANENTI	15
5.1.1	<i>Peso proprio delle strutture</i>	15
5.1.2	<i>Peso del guardiavia</i>	15
5.1.3	<i>Peso della barriera</i>	15
5.1.4	<i>Peso del ricoprimento stradale</i>	15
5.2	CARICHI MOBILI	15
5.2.1	<i>Corsia di carico 1</i>	15
5.2.2	<i>Corsia di carico 2</i>	16
5.2.3	<i>Corsia di carico 3</i>	16
5.2.4	<i>Carico sull'area rimanente di carreggiata</i>	16
5.3	CARICO DA FOLLA	16
5.4	FRENATURA	16
5.5	AZIONE DEL VENTO	17
5.6	CARICO TERMICO	17
5.7	CARICO SISMICO	17
6	IMPALCATO: MODELLO DI CALCOLO	18
6.1	UNITÀ DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO	18
6.2	SISTEMA DI RIFERIMENTO	19
6.3	MODALITÀ DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	19
6.4	MODALITÀ DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI	20
6.5	METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	20
6.6	MODELLO IMPALCATO	22
6.6.1	<i>Dati geometrici</i>	22
6.6.2	<i>Traversi in testate</i>	23
6.6.3	<i>Trave prefabbricata VH BSB</i>	23
6.6.4	<i>Parametri dei materiali</i>	24
6.6.5	<i>Ripartizione trasversale dei carichi</i>	25
6.6.6	<i>Analisi dei carichi</i>	26
6.6.7	<i>Coefficienti di combinazione</i>	27
6.6.8	<i>Applicazione del metodo di massonnet</i>	27



6.6.9	Valori caratteristici delle sollecitazioni sulla trave.....	29
6.6.10	Valori di combinazione delle sollecitazioni sulla trave	33
6.6.11	Reazioni massime agli appoggi	38

7 IMPALCATO: VERIFICHE40

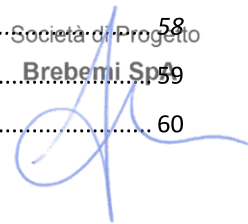
7.1	SCHEMI STATICI	40
7.2	ARMATURE TRAVE PREFABBRICATA	41
7.2.1	Armature di precompressione pretesate.....	41
7.3	MATERIALI - RESISTENZE DI CALCOLO.....	41
7.3.1	Calcestruzzo delle travi prefabbricate	41
7.3.2	Calcestruzzo gettato in opera.....	43
7.3.3	Acciaio per c.a.p.....	43
7.3.4	Acciaio per armatura lenta.....	44
7.4	CADUTE DI TENSIONE	44
7.4.1	Rilassamento dell'acciaio da precompressione.....	44
7.4.2	Ritiro del calcestruzzo	45
7.4.3	Viscosità del calcestruzzo.....	45
7.4.4	Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione.....	45
7.5	STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	46
7.5.1	Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo.....	46
7.5.2	Stato limite di fessurazione travi prefabbricate	46
7.5.3	Stato Limite di deformazione.....	47
7.6	STATI LIMITE ULTIMI	48
7.6.1	Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti.....	48
7.7	VERIFICA DELLE SEZIONI	48
7.7.1	Verifica sezione X=0,00: prima fase.....	48
7.7.2	Verifica sezione X=0,00: seconda fase.....	49
7.7.3	Verifica sezione X=1175,00: prima fase	51
7.7.4	Verifica sezione X=1175,00: seconda fase	53

8 SOLETTA.....56

8.1	SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA	56
8.2	VERIFICHE SLU	57
8.2.1	Verifica a Taglio.....	57
8.2.2	Verifica a Flessione.....	57
8.3	VERIFICHE SLE.....	58
8.3.1	Verifica di fessurazione	58
8.4	VERIFICA CONNETTORI TRAVE-SOLETTA.....	59
8.5	VERIFICA CHIODATURE A SOLETTA ESISTENTE	60


APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



8.6	VERIFICA COPPELLE PREFABBRICATE	61
9	PALI DI FONDAZIONE	64
9.1	AZIONI IN TESTA AI PALI DI FONDAZIONE.....	66
9.2	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	70
9.3	AZIONI INTERNE NEL PALO E PROGETTO ARMATURA	73
9.3.1	<i>Verifica fessurazione e tensioni in esercizio</i>	<i>76</i>
10	VERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRA DI FONDAZIONE.....	77
11	SPALLA	78
11.1	PARAGHIAIA	78
11.2	SOTTOSTRUTTURE.....	87
11.2.1	<i>Base elevazione</i>	<i>90</i>
11.2.2	<i>Verifica base elevazione</i>	<i>104</i>
11.2.3	<i>Verifica metà elevazione</i>	<i>109</i>
11.2.4	<i>Azioni interne alla piastra di fondazione</i>	<i>113</i>
11.2.5	<i>Verifica aggetto anteriore piastra.....</i>	<i>125</i>
11.2.6	<i>Verifica aggetto posteriore piastra.....</i>	<i>132</i>

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 6 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	--------------------

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo e la verifica delle opere necessarie per l'allargamento dell'opera d'arte CVA04 disposta allo svincolo di Travagliato Est nell'ambito del Progetto Esecutivo dell'interconnessione A35-A4.

L'allargamento in oggetto di 2,85m totali comporta un ampliamento di uguale entità della spalla e della fondazione e l'aggiunta all'impalcato esistente di numero 1 travi prefabbricate in c.a.p. ad interasse 1.96m dalla trave di bordo del cavalcavia esistente.

Per la carreggiata Milano- Brescia viene mantenuto l'attuale impalcato costituito da 7 travi in c.a.p. poste ad interasse di 2.03m e viene sfruttato lo spazio predisposto all'allargamento della carreggiata. Per la carreggiata Brescia-Milano, invece, l'ulteriore allargamento di 2,85m necessario per la soluzione progettuale che prevede l'aggiunta di una corsia di accelerazione in corrispondenza del cavalcavia, l'attuale impalcato viene allargato con l'aggiunta di una trave accostata all'attuale trave di bordo. In definitiva l'impalcato sottostante alla carreggiata Milano-Brescia conserva una larghezza di 14.25m, invece, l'impalcato oggetto dell'ampliamento e sottostante alla carreggiata Brescia-Milano raggiunge la larghezza di 16.60m. La larghezza complessiva del cavalcavia diviene 30.95m.

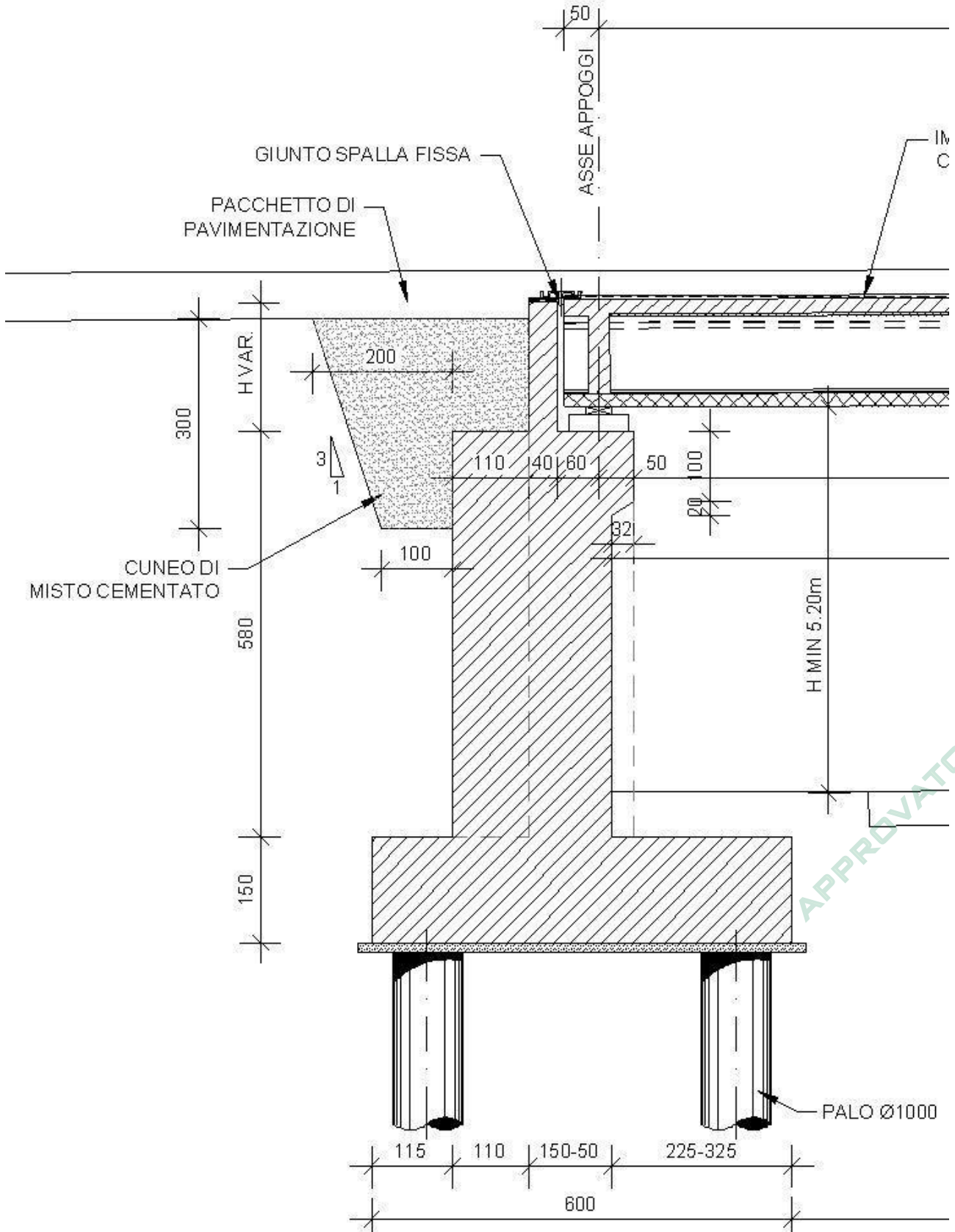
La trave che viene adoperata per l'ampliamento, come quelle dell'impalcato esistente, ha una lunghezza di 24.5 m, con luce netta fra gli appoggi di 23.5 m. L'impalcato ha altezza complessiva di 155 cm di cui 130 cm di travi e 25 cm di soletta.

Nella carreggiata Milano – Brescia, la sezione trasversale accoglie per 12.20 m la carreggiata stradale e per 205 cm due cordoli laterali, quello di destra da 80 cm e quello di sinistra da 125 cm, su cui trovano sede i guardiavia.

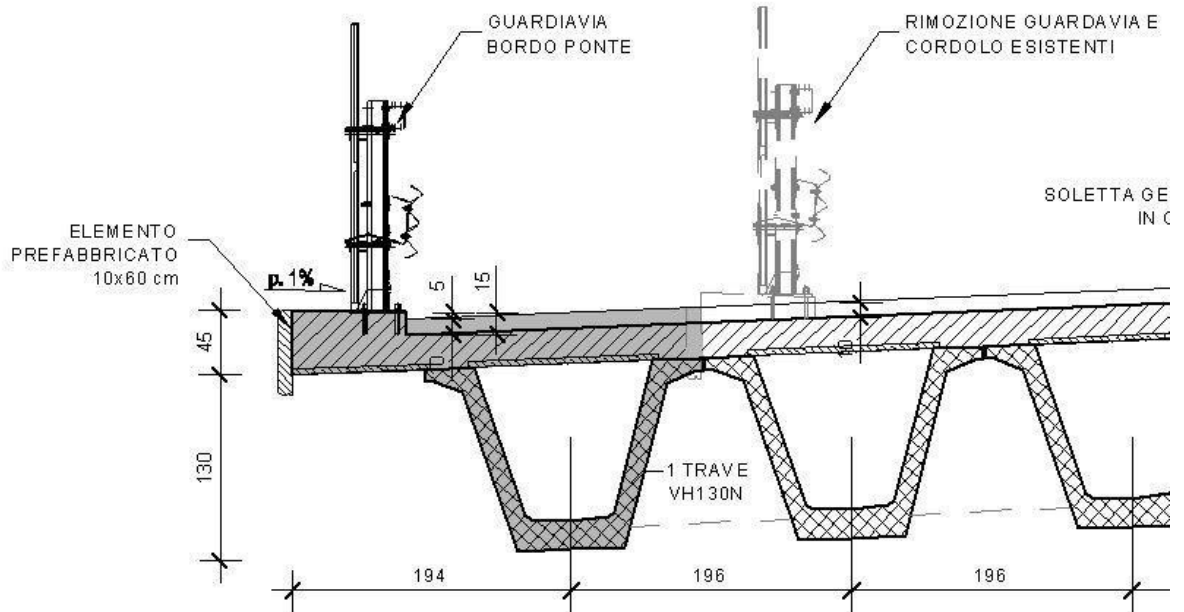
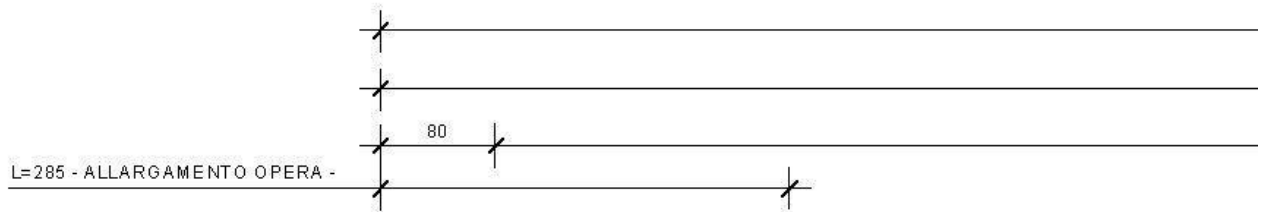
Nella carreggiata Brescia – Milano, la sezione trasversale accoglie per 14.55 m la carreggiata stradale e per 205 cm due cordoli laterali, quello di destra da 80 cm e quello di sinistra da 125 cm, su cui trovano sede i guardiavia.

L'allargamento della spalla sottostante è in calcestruzzo armato con paraghiaia di spessore costante 40 cm. L'elevazione della spalla è pari a 5.80 m calcolata dall'estradosso della piastra del basamento alla base del paraghiaia. Il basamento dell'allargamento della spalla ha dimensioni 6.00 m x 2.85 m x 1.5 m.

Di seguito si riportano le immagini in sezione dell'allargamento della spalla e della trave in c.a.p. utilizzata per l'allargamento dell'impalcato.




APPROVATO SDP



TRAVE DI PROGETTO

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 9 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	--------------------

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni sulle strutture - Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo- Ponti di calcestruzzo, Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Progettazione geotecnica - Regole generali
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2009 Parte 2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel seguito si elencano le caratteristiche dei materiali utilizzati per le diverse parti costituenti la struttura.

- **Calcestruzzo**

	Tipo	Classe di esposizione	Rapporto a/c
Calcestruzzo pali di fondazione:	C25/30	XC2	0.56
Calcestruzzo per soletta su travi:	C32/40	XC2	0.47
Calcestruzzo travi CAP	C45/55	XF1	0.49
Calcestruzzo elevazioni muri:	C32/40	XC4-XD1-XF1	0.47
Calcestruzzo fondazioni spalle e muri:	C28/35	XC2	0.52
Calcestruzzo elevazioni spalle:	C28/35	XF4	0.44

- **Acciaio**

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata:	B450C
Acciaio armonico stabilizzato per trefoli:	f _{ptk} = 1900 MPa
	f _p (1) k = 1700 MPa


- **Caratteristiche di progetto**

Nel seguito si elencano le caratteristiche di progetto dei materiali utilizzati per la struttura.

- **C25/30**

Classe di resistenza	=	C 25/30	
R _{ck}	=	30 MPa	Valore caratteristico resistenza cubica
f _{ck}	=	24.9 MPa	Valore caratteristico resistenza cilindrica
f _{cm}	=	32.9 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
f _{ctm}	=	2.56 MPa	Valore medio resistenza a trazione semplice
f _{cfm}	=	3.07 MPa	Valore medio resistenza a trazione per flessione
v	=	0.2	Coefficiente di Poisson
E _{cm}	=	31447 MPa	Modulo elastico
γ _c	=	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza
α _{cc}	=	0.85	Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata
f _{cd}	=	14.11 MPa	Resistenza di calcolo a compressione
f _{ctd}	=	1.19 MPa	Resistenza di calcolo a trazione
ε _{cu}	=	0.0035	Deformazione a rottura per il calcestruzzo

APPROVATO SDP

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	11 di 138

ϵ_{c0} = 0.002 Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

• **C28/35**

Classe di resistenza = C 28/35

Rck = 35 MPa Valore caratteristico resistenza cubica

fck = 29.05 MPa Valore caratteristico resistenza cilindrica

fc_m = 37.05 MPa Valore medio resistenza cilindrica

fct_m = 2.83 MPa Valore medio resistenza a trazione semplice

fcf_m = 3.40 MPa Valore medio resistenza a trazione per flessione

ν = 0.2 Coefficiente di Poisson

E_{cm} = 32588 MPa Modulo elastico

γ_c = 1.5 Coefficiente parziale di sicurezza

α_{cc} = 0.85 Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata

fcd = 16.46 MPa Resistenza di calcolo a compressione

fctd = 1.32 MPa Resistenza di calcolo a trazione

ϵ_{cu} = 0.0035 Deformazione a rottura per il calcestruzzo

ϵ_{c0} = 0.002 Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

• **C32/40**

Classe di resistenza = C32/40

Rck = 40 MPa Valore caratteristico resistenza cubica

fck = 33.2 MPa Valore caratteristico resistenza cilindrica

fc_m = 41.2 MPa Valore medio resistenza cilindrica

fct_m = 3.10 MPa Valore medio resistenza a trazione semplice

fcf_m = 3.72 MPa Valore medio resistenza a trazione per flessione

ν = 0.2 Coefficiente di Poisson

E_{cm} = 33643 MPa Modulo elastico

γ_c = 1.5 Coefficiente parziale di sicurezza

α_{cc} = 0.85 Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata

fcd = 18.81 MPa Resistenza di calcolo a compressione

fctd = 1.45 MPa Resistenza di calcolo a trazione

ϵ_{cu} = 0.0035 Deformazione a rottura per il calcestruzzo

ϵ_{c0} = 0.002 Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



- **C45/55**

Classe di resistenza = C45/55

Rck	=	55	MPa	Valore caratteristico resistenza cubica
fck	=	45.65	MPa	Valore caratteristico resistenza cilindrica
fcm	=	53.65	MPa	Valore medio resistenza cilindrica
fctm	=	3.83	MPa	Valore medio resistenza a trazione semplice
fcfm	=	4.60	MPa	Valore medio resistenza a trazione per flessione
n	=	0.2		Coefficiente di Poisson
Ecm	=	36416	MPa	Modulo elastico
yc	=	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza
acc	=	0.85		Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata
fcd	=	25.87	MPa	Resistenza di calcolo a compressione
fctd	=	1.79	MPa	Resistenza di calcolo a trazione
ϵ_{cu}	=	0.0035		Deformazione a rottura per il calcestruzzo
ϵ_{c0}	=	0.002		Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

Valori per studio alle tensioni ammissibili:

n	=	6		Coefficiente di omogeneizzazione
---	---	---	--	----------------------------------


Nella fase iniziale, al taglio dei trefoli nella trave in CAP, la resistenza del calcestruzzo avrà le caratteristiche di un calcestruzzo C32/40.

- **B450C**

f _{yk} nom=	450	MPa	Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} nom=	540	MPa	Valore nominale della tensione caratteristica di rottura
y _s	=	1.15	Coefficiente parziale di sicurezza
E _s	=	210000	MPa Modulo elastico
f _{yd}	=	391.3	MPa Resistenza di calcolo
ϵ_{su}	=	0.01	Deformazione a rottura per l'acciaio

- **Acciaio armonico stabilizzato per trefoli**

φ	=	0.5	"	Diametro trefolo (in pollici)
φ	=	10.88	mm	Diametro trefolo (in millimetri)
A	=	93.0	mm ²	Area singolo trefolo
f _{ptk}	=	1900.0	MPa	Tensione caratteristica di rottura
f _{p(1)k}	=	1700.0	MPa	Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale
A _{gt}	=	0.035		Allungamento sotto carico massimo

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 13 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

Esp = 195000 MPa Modulo elastico convenzionale
 $\sigma_{spi \max}$ = 1368.0 MPa Tensione iniziale massima di pretensione
 σ_{spi} = 1350.0 MPa Tensione iniziale di pretensione

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Le caratteristiche del terreno sul quale sorge l'opera vedono la presenza di una matrice sabbioso-ghiaiosa. Le caratteristiche meccaniche del terreno sono riassunte nel seguito:

Quota da P.C		Descrizione	Unità	Parametri in condizioni drenate										Parametri in condizioni non drenate					Peso di volume		Permeabilità ¹ k
da	a			ϕ'_{k_SPT}	$\phi'_{k_CONTROLLO}$	ϕ'_k	$\phi'_{\sigma M1}$	$\phi'_{\sigma M2}$	c'_k	$c'_{\sigma M1}$	$c'_{\sigma M2}$	E'_{01}	E'_{25}	E'_{LT}	C_{uk}	$C_{U\sigma M1}$	$C_{U\sigma M2}$	E_u	naturale γ_n	sommerso γ'	
(m)	(m)	(-)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(KN/m ³)	(KN/m ³)		
0.0	15.0	Ghiata sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	41	36	39	39	33	0	0	0	50	120	10	35	-	-	-	20	11	$1 \times 10^{-4} - 10^{-7}$
15.0	25.0	Ghiata sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	41	36	39	39	33	0	0	0	120	120	35	35	-	-	-	20	11	$1 \times 10^{-4} - 10^{-7}$

LEGENDA PARAMETRI	
ϕ'_{k_SPT}	Angolo di resistenza al taglio di picco ricavato a partire dai valori di Nsp _t ;
$\phi'_{k_CONTROLLO}$	Angolo di resistenza al taglio di controllo ricavato a partire dalla densità relativa e dal peso di volume del materiale granulare;
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
$\phi'_{\sigma M1}$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$\phi'_{\sigma M2}$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
c'_k	Coesione efficace caratteristica;
$c'_{\sigma M1}$	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$c'_{\sigma M2}$	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E'_{01}	Modulo elastico secante per livello di deformazione del terreno dello 0.1%;
E'_{25}	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E'_{LT}	Modulo elastico a lungo termine per materiali coesivi;
C_{uk}	Resistenza non drenata caratteristica;
$C_{U\sigma M1}$	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$C_{U\sigma M2}$	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E_u	Modulo elastico a breve termine per materiali coesivi;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

APPROVATO SDP

5 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito vengono riassunte le condizioni di carico elementari considerate per la successiva definizione delle combinazioni di carico.

5.1 Carichi permanenti

5.1.1 Peso proprio delle strutture

Il peso proprio delle strutture viene calcolato di volta in volta per ciascun elemento sulla base delle sua volumetria moltiplicandola per il rispettivo peso specifico. Nei calcoli sono stati assunti i seguenti pesi specifici:

$Y=2500\text{kg/m}^3$ per strutture in cemento armato

$Y=7850\text{kg/m}^3$ per l'acciaio

5.1.2 Peso del guardavia

Il peso dei guard-rail è pari a 1.5 kN/m.

Peso guardavia: $w=1.50$ kN/m

5.1.3 Peso della barriera

Il peso delle barriere è pari a 1.0 kN/m.

Peso barriera: $w=1.00$ kN/m

5.1.4 Peso del ricoprimento stradale

Il peso del pacchetto stradale (binder+usura) è stimato in 3 kN/m².

Peso ricoprimento: $w=3\text{kN/m}^2$


5.2 Carichi mobili

5.2.1 Corsia di carico 1

Il carico da traffico dovuto alla corsia convenzionale n° 1, in accordo a quanto stabilito nel D.M. 14-01-2008 Cap. 5, prevede un mezzo di carico a 2 assi con 4 impronte di carico 40 x 40 cm che scaricano sull'impalcato 150 kN ciascuna. In aggiunta è previsto un carico uniformemente distribuito, per tutta la lunghezza dell'impalcato, pari a 9 kN/m². La larghezza convenzionale della corsia è pari a 3 m.

Il carico dovuto al traffico si ripartisce, con un angolo di diffusione di 45°, nello spessore del ricoprimento (10 cm) e nella soletta (25 cm).

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 16 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

5.2.2 Corsia di carico 2

Il carico da traffico dovuto alla corsia convenzionale n° 2, in accordo a quanto stabilito nel D.M. 14-01-2008 Cap. 5, prevede un mezzo di carico a 2 assi con 4 impronte di carico 40 x 40 cm che scaricano sull'impalcato 100 kN ciascuna. In aggiunta è previsto un carico uniformemente distribuito, per tutta la lunghezza dell'impalcato, pari a 2.5 kN/m2. La larghezza convenzionale della corsia è pari a 3 m.

Il carico dovuto al traffico si ripartisce, con un angolo di diffusione di 45°, nello spessore del ricoprimento (10 cm) e nella soletta (25 cm).

5.2.3 Corsia di carico 3

Il carico da traffico dovuto alla corsia convenzionale n° 3, in accordo a quanto stabilito nel D.M. 14-01-2008 Cap. 5, prevede un mezzo di carico a 2 assi con 4 impronte di carico 40 x 40 cm che scaricano sull'impalcato 50 kN ciascuna. In aggiunta è previsto un carico uniformemente distribuito, per tutta la lunghezza dell'impalcato, pari a 2.5 kN/m2. La larghezza convenzionale della corsia è pari a 3 m.

Il carico dovuto al traffico si ripartisce, con un angolo di diffusione di 45°, nello spessore del ricoprimento (10 cm) e nella soletta (25 cm).

5.2.4 Carico sull'area rimanente di carreggiata

In aggiunta alle 3 corsie convenzionali di carico definite nella normativa, è previsto un carico pari a 2,5kN/m2 agente sull'area rimanente dell'impalcato.


5.3 Carico da folla

Dove previsto si tiene in conto di un carico da folla pari a: 5 kN/m²

5.4 Frenatura

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 ed è pari a:

$$180\text{kN} \leq q = 0,60 * (2 Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} * w_1 * L \leq 900\text{kN}$$

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 17 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è da intendersi uniformemente distribuita sulla larghezza caricata e include gli effetti di interazione.

5.5 Azione del vento

La struttura è soggetta all'azione del vento in direzione prevalentemente trasversale alla struttura. L'azione dovuta al vento si applica solo ad una faccia della struttura considerata come piena. Il carico del vento è applicato alla struttura sotto forma carico distribuito e momento flettente distribuito. Caratteristiche legate alla topografia e alla posizione geografica dell'opera:

Classe D

Categoria di esposizione II

k_r	=	0.19
z_0	=	0.05 m
z_{min}	=	4.0 m
z	=	10 m
v_b	=	25 m/s
c_t	=	1.0
c_p	=	$1.4 \times 1.25 = 1.75$
c_e	=	2.352
c_d	=	1.0
q_b	=	391 N/m ²

Per il significato dei termini utilizzati si rimanda al Cap. 3.3 del D.M. 14-01-2008.

Pressione del vento: $p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d = 391 \times 2.352 \times 1.75 \times 1 = 1610 \text{ N/m}^2 \rightarrow 1.7 \text{ kN/m}^2$

L'azione del vento agisce sull'impalcato (1.7 m) e sui mezzi in transito (h = 3 m). Si ipotizza un'altezza di carico pari a 5 m.

Vento: $w = 1.7 \times 5 = 8.5 \text{ kN/m}$

5.6 Carico termico

Il carico termico non genera uno stato di sforzo nella struttura in quanto il sistema di vincolo scelto è isostatico.

5.7 Carico sismico

Società di Progetto
Brebemi SpA



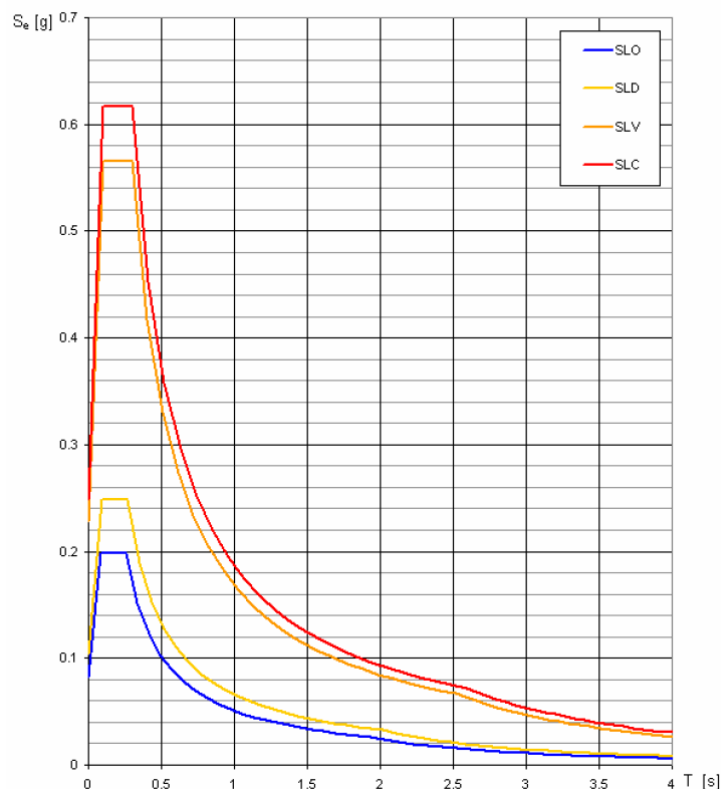
La struttura è situata in zona sismica ed è quindi necessario analizzare il comportamento dell'opera per una sollecitazione sismica di progetto, valutata in accordo alla normativa D.M. 14-01-2008 Cap. 3.2. Tale procedura prevede la localizzazione della struttura nel sistema di coordinate globali e la ricerca di una serie di parametri reperibili nell'Allegato B della suddetta norma.

Vita nominale dell'opera: $V_N = 50$ anni
Coefficiente d'uso dell'opera: $C_U = 2.0$
Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = 100$ anni
Categoria topografica: T1
Categoria del terreno: B
Fattore di struttura (ponti): $q = 1$

La definizione dei parametri sismici e degli spettri di risposta per gli stati limite è stato effettuato con il programma Spettri-NTC ver.1.0.3, reperibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di progetto relativi ai diversi stati limite:

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite




APPROVATO SDP

6 IMPALCATO: MODELLO DI CALCOLO

6.1 Unità di misura e convenzioni di segno

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 19 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza : cm
forza : N

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso. Le tensioni sono positive se di trazione, sia per quanto riguarda il calcestruzzo che l'acciaio.

6.2 Sistema di riferimento

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.

L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure di seguito riportata in relazione.

Le grandezze x sono sempre positive.

L'asse delle z, ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

6.3 Modalità di costruzione dell'impalcato

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.


Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 20 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

6.4 Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate. Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ spi prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetatura, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ck} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza R_{ck} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.


6.5 Metodo ed ipotesi di calcolo

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta. Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia. Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 21 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \cdot B = n \cdot i$$

$n = n.\text{travi}$, $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

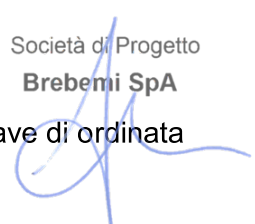
si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma


$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e, il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e, il rapporto fra il carico su una trave di ordinata



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	22 di 138

y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

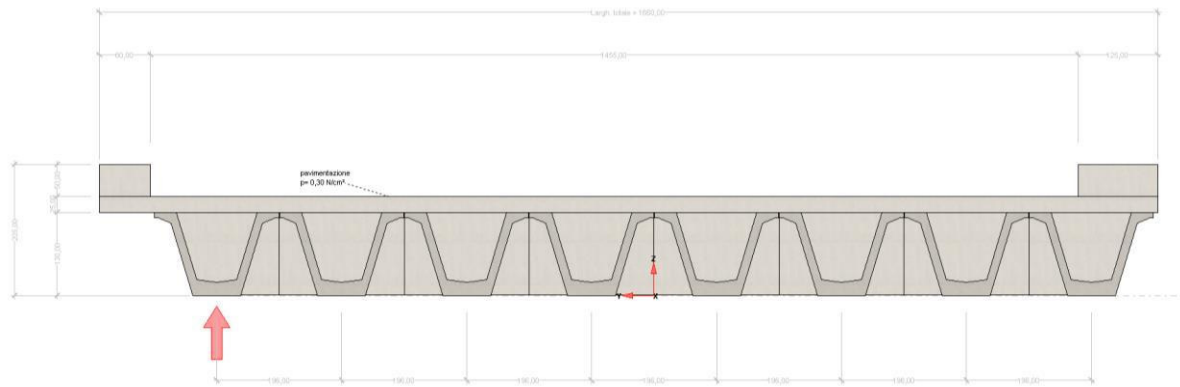
6.6 MODELLO IMPALCATO

Tipo di impalcato: travi in c.a.p. più soletta collaborante

6.6.1 Dati geometrici

Luce di calcolo	2350,00
Larghezza cordolo sinistro	80,00
Larghezza carreggiata	1455,00
Larghezza cordolo destro	125,00
Larghezza fuori tutto impalcato	1660,00
Numero travi	8
Tipo trave	VH BSB
Interasse travi	196,00
Larghezza travi	195,00
Lunghezza retrotrave	50,00
Lunghezza ringrosso	0,00
Lunghezza svasatura	0,00
Eccentricità travi-soletta	40,00
Spessore medio soletta	25,00
Spessore minimo soletta	25,00
Luce di calcolo soletta	100,00
Larghezza marciapiede sinistro	0,00
Dist. marciapiede sinistro	0,00
Larghezza marciapiede destro	0,00
Dist. marciapiede destro	0,00
Spessore medio cordoli	50,00

APPROVATO SDP



6.6.2 Traversi in testate

Altezza sezione traversi	129,90
Spessore sezione traversi	30,00
n.	X
1	0,00
2	2350,00

6.6.3 Trave prefabbricata VH BSB

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato il sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

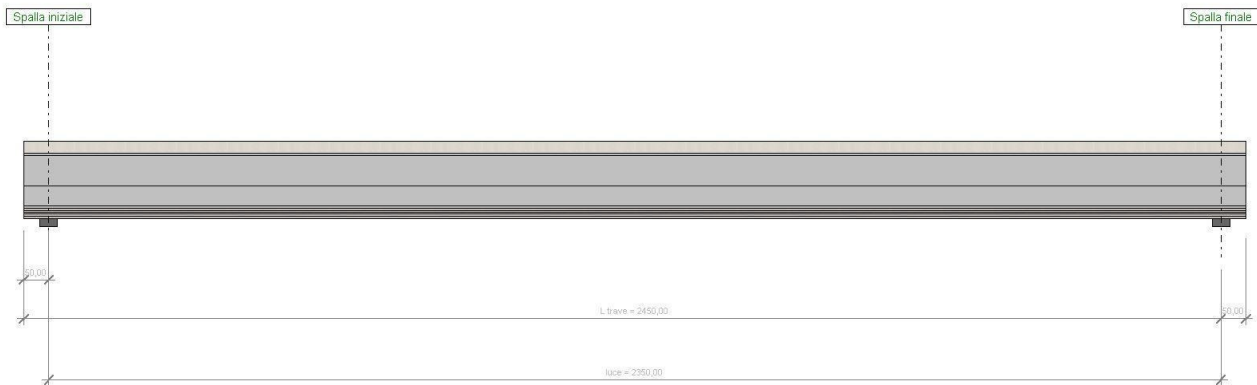
Vertice n.	x	y
1	0,000	0,000
2	-37,500	0,000
3	-71,900	113,000
4	-91,500	121,000
5	-97,500	121,000
6	-97,500	130,000
7	-63,000	130,000
8	-31,500	25,000
9	0,000	20,000
10	31,500	25,000
11	63,000	130,000
12	97,500	130,000
13	97,500	121,000
14	91,500	121,000
15	71,800	113,000
16	37,500	0,000
17	0,000	72,750

Altezza della sezione	130,00
Spessore complessivo anime	0,00
Area sezione di calcestruzzo	5338,35
Ordinata y baricentro	58,83
Ascissa x baricentro	-0,07
J baricentro	10205758,90
Coefficiente torsionale	0,00

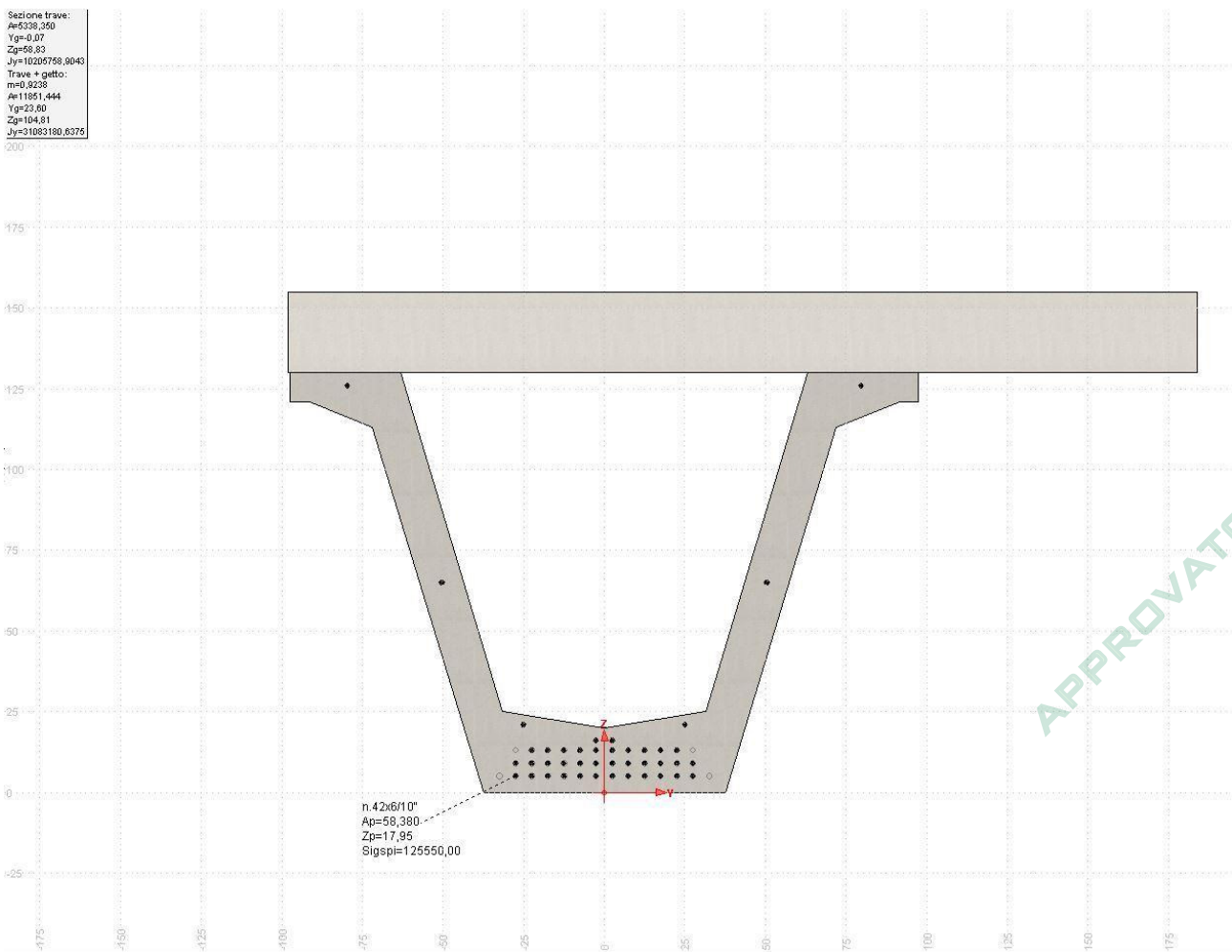
APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA





Sezione trave:
A=5338,350
Yg=0,07
Zg=58,83
Jy=10205758,9043
Trave + getto:
m=0,9238
A=11861,444
Yg=23,80
Zg=104,81
Jy=31083180,6375



APPROVATO SDP

6.6.4 Parametri dei materiali

Ritiro differenziale trave - soletta	0,00000
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	1,00
E trave/soletta (calcolo frecce)	3000000,00
Peso specifico trave prefabbricata	0,0245
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	0,0245

6.6.5 Ripartizione trasversale dei carichi

Parametri di Massonnet

Trave verificata: 8	eccentricità Y	686,00
Luce di calcolo travi principali	L	2350,00
Interasse traversi	L1	1,00
Semilarghezza teorica impalcato	B	784,00
Interasse travi	B1	196,00

Trave:

$A_p = 10525,85$ (area sezione cls trave+soletta)

$D_p = 100,07$ (quota baricentro)

$J_p = 28894141,23$ (momento d'inerzia flessionale)

$C_p = 0,00$ (coefficiente di torsione)

Traverso:

$A_e = 25,00$ (area sezione traverso/soletta)

$D_e = 12,50$ (quota baricentro da base sezione)

$J_e = 1302,08$ (momento d'inerzia flessionale)

$C_e = 1302,08$ (coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1,00

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1,00

Teta = 1,088 Radice alfa = 0,217

Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 8^a trave che ha una eccentricita' Y = -686 [cm] e che risulta essere la piu' sollecitata:

Y=	784,00	588,00	392,00	196,00	0,00	-196,00	-392,00	-588,00	-784,00
K_0	6,827	3,936	1,526	0,194	-0,287	-0,321	-0,200	-0,058	0,079
K_i	3,609	2,700	1,661	0,926	0,488	0,251	0,129	0,071	0,042
K_α	6,129	3,668	1,556	0,352	-0,119	-0,197	-0,129	-0,030	0,071


Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_α relativi alla sezione Y = 0,00 del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	784,00	588,00	392,00	196,00	0,00	-196,00	-392,00	-588,00	-784,00
μ_α	-0,022	-0,023	-0,017	0,013	0,098	0,013	-0,017	0,023	-0,022

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebem SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	26 di 138

6.6.6 Analisi dei carichi

Valori caratteristici delle azioni permanenti

Fase 1)

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	2450,00	[cm]
Peso trave (sezione filante)	130,92	[N/cm]
Peso totale trave prefabbricata	320761,43	[N]
Peso soletta gravante sulla trave	172,90	[N/cm]
Peso trasverso in testata	16390,93	[N]

Fase 2)

PAVIMENTAZIONE

Peso pavimentazione (0,30 [N/cm²]) gravante sulla trave: 59,90 [N/cm]

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_{α} di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

PESO DEI CORDOLI

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

	peso lineare [N/cm]	Ecc. Y	peso totale [N]
cordolo sinistro	98,10	830,00	230535,00
cordolo destro	153,28	-727,50	360210,94

Peso totale cordoli = 590745,94

Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.



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

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	carico asse Q	P	α_Q	α_q
1	Corsia 1	300000,00	0,90	1,00	1,00
2	Corsia 2	200000,00	0,25	1,00	1,00
3	Corsia 3	100000,00	0,25	1,00	1,00

Carico folla sui marciapiedi= 0,50 [N/cm²]

6.6.7 Coefficienti di combinazione

Stati Limite Ultimi

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali	1,35	1,00
Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali	1,50	0,00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1,35	0,00
Coeff. sicurezza carichi vento	1,50	0,00

Stati Limite di Esercizio

Carico	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LM1/UDL	0,40	0,40	0,00
LM1/TS	0,75	0,75	0,00
forze orizzontali	0,00	0,00	0,00
carico pedonale	0,00	0,00	0,00
LM4 folla	0,00	0,75	0,00
LM3	0,00	0,00	0,00
asse singolo LM2	0,00	0,75	0,00
vento	0,60	0,20	0,00
termico	0,60	0,60	0,50

6.6.8 Applicazione del metodo di massonnet

Peso cordoli

Descrizione	[N/cm]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	98,10	830,00	6,688	-0,021
cordolo destro	153,28	-727,50	0,042	-0,022

Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 8

Descrizione	Q· α [N]	q· α [N/cm]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300000,00	270,00	635,00	300,00	4,270
Corsia 2	200000,00	75,00	335,00	300,00	1,112
Zona Rimanente	0,00	1,25	787,50	5,00	6,172

Coefficiente di incremento dinamico = 1.0

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

Carichi mobili per calcolo M max trasv. soletta (effetto globale)

Per la ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

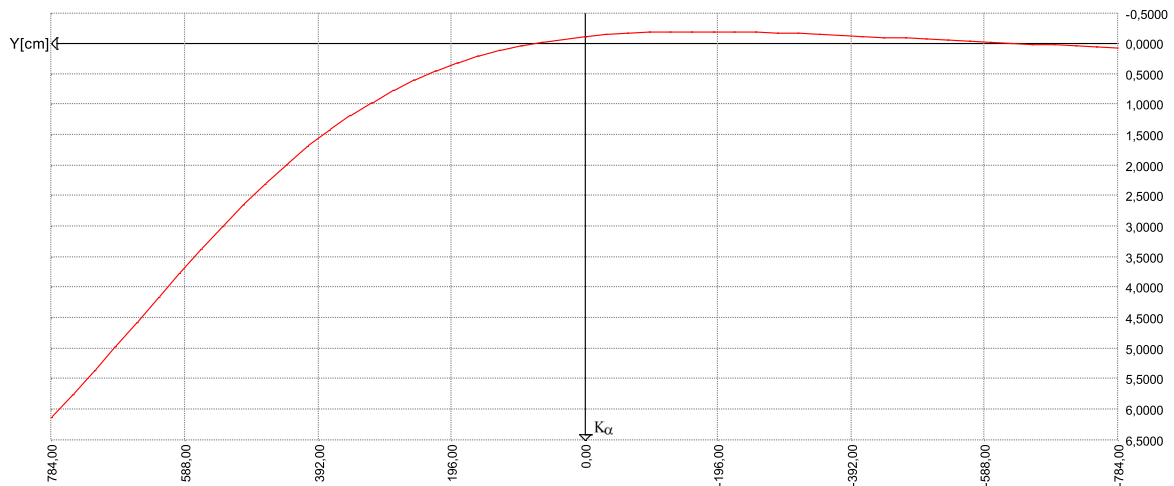
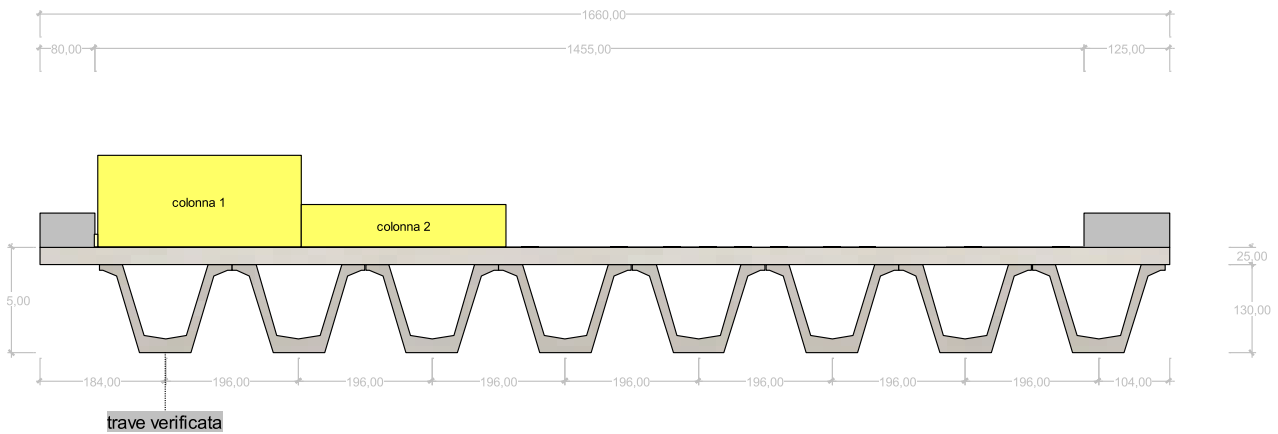
Descrizione	Q· α [N]	q· α [N/cm]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300000,00	270,00	0,00	300,00	0,098

Carichi mobili per calcolo M min trasv. soletta (effetto globale)

Per la ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

Descrizione	Q· α [N]	q· α [N/cm]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300000,00	270,00	640,00	300,00	-0,023
Corsia 2	200000,00	75,00	-515,00	300,00	-0,022
Corsia 3	100000,00	75,00	340,00	300,00	-0,013

Diagramma di ripartizione trasversale - coeff. K_{α} di Massonnet



6.6.9 Valori caratteristici delle sollecitazioni sulla trave

Al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M	V	M	V
0,00	appoggio	0,00	153834,56	0,00	203158,97
100,00		14717117,66	140742,26	19435908,01	185868,84
200,00		28127186,12	127649,96	37145684,00	168578,72
300,00		40230205,39	114557,65	53129327,98	151288,59
400,00		51026175,47	101465,35	67386839,95	133998,47
500,00		60515096,34	88373,05	79918219,90	116708,34
600,00		68696968,02	75280,74	90723467,84	99418,22
700,00		75571790,51	62188,44	99802583,77	82128,09
800,00		81139563,80	49096,14	107155567,69	64837,97
900,00		85400287,89	36003,83	112782419,59	47547,84
1000,00		88353962,79	22911,53	116683139,49	30257,72
1100,00		90000588,49	9819,23	118857727,36	12967,59
1175,00	mezzeria	90377806,74	0,00	119355894,14	0,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebini SpA

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M	V	M	V
1200,00		90333757,90	-3273,08	119297721,80	-4322,53
1300,00		89340656,79	-16365,38	117986199,93	-21612,66
1400,00		87040506,49	-29457,68	114948546,04	-38902,78
1500,00		83433307,00	-42549,99	110184760,14	-56192,91
1600,00		78519058,30	-55642,29	103694842,23	-73483,03
1700,00		72297760,42	-68734,59	95478792,31	-90773,16
1800,00		64769413,33	-81826,90	85536610,37	-108063,28
1900,00		55934017,05	-94919,20	73868296,43	-125353,41
2000,00		45791571,58	-108011,50	60473850,46	-142643,53
2100,00		34342076,91	-121103,81	45353272,49	-159933,66
2200,00		21585533,04	-134196,11	28506562,50	-177223,78
2300,00		7521939,98	-147288,41	9933720,50	-194513,91
2350,00	appoggio	0,00	-153834,56	0,00	-203158,97

Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	97311,08	0,00
100,00		9309602,53	89029,29	0,00
200,00		17792405,37	80747,49	0,00
300,00		25448408,50	72465,70	0,00
400,00		32277611,92	64183,91	0,00
500,00		38280015,65	55902,11	0,00
600,00		43455619,67	47620,32	0,00
700,00		47804423,98	39338,52	0,00
800,00		51326428,60	31056,73	0,00
900,00		54021633,51	22774,93	0,00
1000,00		55890038,72	14493,14	0,00
1100,00		56931644,23	6211,35	0,00
1175,00	mezzeria	57170261,06	0,00	0,00
1200,00		57142397,10	-2070,45	0,00
1300,00		56514191,44	-10352,24	0,00
1400,00		55059186,08	-18634,04	0,00
1500,00		52777381,02	-26915,83	0,00
1600,00		49668776,26	-35197,63	0,00
1700,00		45733371,79	-43479,42	0,00
1800,00		40971167,62	-51761,21	0,00
1900,00		35382163,75	-60043,01	0,00
2000,00		28966360,17	-68324,80	0,00
2100,00		21723756,89	-76606,60	0,00
2200,00		13654353,91	-84888,39	0,00
2300,00		4758151,23	-93170,19	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-97311,08	0,00

Sez.X	Descrizione	permanententi portati		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	70385,86	0,00
100,00		6733707,30	64395,57	0,00
200,00		12869384,00	58405,29	0,00
300,00		18407030,09	52415,00	0,00
400,00		23346645,59	46424,71	0,00

APPROVATO SDP

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M	V	T
500,00		27688230,49	40434,43	0,00
600,00		31431784,78	34444,14	0,00
700,00		34577308,48	28453,86	0,00
800,00		37124801,58	22463,57	0,00
900,00		39074264,07	16473,29	0,00
1000,00		40425695,97	10483,00	0,00
1100,00		41179097,26	4492,71	0,00
1175,00	mezzeria	41351690,65	0,00	0,00
1200,00		41331536,44	-1497,57	0,00
1300,00		40877150,44	-7487,86	0,00
1400,00		39824733,85	-13478,14	0,00
1500,00		38174286,65	-19468,43	0,00
1600,00		35925808,85	-25458,71	0,00
1700,00		33079300,46	-31449,00	0,00
1800,00		29634761,46	-37439,29	0,00
1900,00		25592191,86	-43429,57	0,00
2000,00		20951591,67	-49419,86	0,00
2100,00		15712960,87	-55410,14	0,00
2200,00		9876299,47	-61400,43	0,00
2300,00		3441607,47	-67390,71	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-70385,86	0,00

Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	366252,86	0,00
100,00		34997286,46	350259,28	0,00
200,00		66801186,85	334265,71	0,00
300,00		95411701,17	318272,13	0,00
400,00		120828829,43	302278,56	0,00
500,00		143052571,61	286284,98	0,00
600,00		162082927,73	270291,40	0,00
700,00		177919897,78	254297,83	0,00
800,00		190563481,77	238304,25	0,00
900,00		200013679,68	222310,68	0,00
1000,00		206270491,53	206317,10	0,00
1100,00		209333917,31	190323,53	0,00
1175,00	mezzeria	209535827,04	-178328,35	0,00
1200,00		209668110,42	-182326,74	0,00
1300,00		208201377,68	-198320,32	0,00
1400,00		203541258,86	-214313,89	0,00
1500,00		195687753,98	-230307,47	0,00
1600,00		184640863,03	-246301,04	0,00
1700,00		170400586,02	-262294,62	0,00
1800,00		152966922,93	-278288,19	0,00
1900,00		132339873,78	-294281,77	0,00
2000,00		108519438,56	-310275,34	0,00
2100,00		81505617,27	-326268,92	0,00
2200,00		51298409,91	-342262,49	0,00
2300,00		17897816,49	-358256,07	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-366252,86	0,00

APPROVATO SDP

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	182713,58	0,00
100,00		17479929,36	167500,27	0,00
200,00		33407440,10	152947,56	0,00
300,00		47782532,21	139055,45	0,00
400,00		60605205,69	125823,95	0,00
500,00		71875460,53	113253,05	0,00
600,00		81593296,75	101342,76	0,00
700,00		89758714,35	90093,06	0,00
800,00		96371713,31	79503,98	0,00
900,00		101432293,64	69575,49	0,00
1000,00		104940455,35	60307,61	0,00
1100,00		106896198,43	51700,33	0,00
1175,00	mezzeria	107344231,01	40594,13	0,00
1200,00		107291912,98	-47644,42	0,00
1300,00		106112379,22	-55921,40	0,00
1400,00		103380426,82	-64858,98	0,00
1500,00		99096055,81	-74457,16	0,00
1600,00		93259266,16	-84715,94	0,00
1700,00		85870057,88	-95635,33	0,00
1800,00		76928430,97	-107215,33	0,00
1900,00		66434385,44	-119455,93	0,00
2000,00		54387921,27	-132357,13	0,00
2100,00		40789038,48	-145918,93	0,00
2200,00		25637737,06	-160141,34	0,00
2300,00		8934017,01	-175024,35	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-182713,58	0,00

Sez.X		gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	548966,44	0,00
100,00		52477215,82	517759,55	0,00
200,00		100208626,95	487213,27	0,00
300,00		143194233,38	457327,58	0,00
400,00		181434035,11	428102,51	0,00
500,00		214928032,15	399538,03	0,00
600,00		243676224,49	371634,16	0,00
700,00		267678612,13	344390,89	0,00
800,00		286935195,08	317808,23	0,00
900,00		301445973,33	291886,17	0,00
1000,00		311210946,88	266624,71	0,00
1100,00		316230115,73	242023,86	0,00
1175,00	mezzeria	316880058,04	-137734,22	0,00
1200,00		316960023,40	-229971,16	0,00
1300,00		314313756,89	-254241,71	0,00
1400,00		306921685,69	-279172,87	0,00
1500,00		294783809,79	-304764,62	0,00
1600,00		277900129,19	-331016,99	0,00
1700,00		256270643,90	-357929,95	0,00
1800,00		229895353,90	-385503,52	0,00
1900,00		198774259,22	-413737,69	0,00
2000,00		162907359,83	-442632,47	0,00
2100,00		122294655,75	-472187,85	0,00

APPROVATO SDP

Sez.X		gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
2200,00		76936146,97	-502403,83	0,00
2300,00		26831833,50	-533280,42	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-548966,44	0,00

6.6.10 Valori di combinazione delle sollecitazioni sulla trave

Combinazione SLU al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	207676,66
100,00		19868108,84	190002,05
200,00		37971701,27	172327,44
300,00		54310777,28	154652,83
400,00		68885336,88	136978,22
500,00		81695380,06	119303,61
600,00		92740906,83	101629,00
700,00		102021917,19	83954,40
800,00		109538411,13	66279,79
900,00		115290388,66	48605,18
1000,00		119277849,77	30930,57
1100,00		121500794,47	13255,96
1175,00	mezzeria	122010039,09	0,00
1200,00		121950573,16	-4418,65
1300,00		120609886,67	-22093,26
1400,00		117504683,76	-39767,87
1500,00		112634964,44	-57442,48
1600,00		106000728,71	-75117,09
1700,00		97601976,56	-92791,70
1800,00		87438708,00	-110466,31
1900,00		75510923,02	-128140,92
2000,00		61818621,63	-145815,53
2100,00		46361803,83	-163490,14
2200,00		29140469,61	-181164,75
2300,00		10154618,97	-198839,36
2350,00	appoggio	0,00	-207676,66

APPROVATO SDP

Combinazione SLU al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	481941,27
100,00		46106584,65	440924,99
200,00		88118374,67	399908,71
300,00		126035370,05	358892,44
400,00		159857570,81	317876,16
500,00		189584976,93	276859,88
600,00		215217588,42	235843,60
700,00		236755405,28	194827,32
800,00		254198427,51	153811,04
900,00		267546655,11	112794,77
1000,00		276800088,07	71778,49
1100,00		281958726,41	30762,21
1175,00	mezzeria	283140496,18	0,00
1200,00		283002497,59	-10254,07
1300,00		279891256,57	-51270,35
1400,00		272685220,92	-92286,63
1500,00		261384390,64	-133302,90
1600,00		245988765,72	-174319,18
1700,00		226498346,18	-215335,46
1800,00		202913132,00	-256351,74
1900,00		175233123,20	-297368,02
2000,00		143458319,76	-338384,30
2100,00		107588721,69	-379400,57
2200,00		67624328,99	-420416,85
2300,00		23565141,65	-461433,13
2350,00	appoggio	0,00	-481941,27

Combinazione SLU Seconda fase P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

APPROVATO SDP

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	1459994,71	0,00
100,00		139619350,38	1356683,28	0,00
200,00		266723844,29	1254263,67	0,00
300,00		381313481,72	1152735,87	0,00
400,00		483388262,69	1052099,88	0,00
500,00		572948187,18	952355,71	0,00
600,00		649993255,21	853503,36	0,00
700,00		714523466,76	755542,82	0,00
800,00		766538821,84	658474,09	0,00
900,00		806039320,45	562297,18	0,00
1000,00		833024962,59	467012,09	0,00
1100,00		847495748,26	372618,81	0,00
1175,00	mezzeria	850135962,95	-185941,20	0,00
1200,00		850038069,92	-325756,60	0,00
1300,00		841824712,48	-419703,97	0,00

Sez.X	Descrizione	M	V	T
1400,00		821096498,58	-514543,16	0,00
1500,00		787853428,20	-610274,16	0,00
1600,00		742095501,36	-706896,98	0,00
1700,00		683822718,04	-804411,61	0,00
1800,00		613035078,25	-902818,06	0,00
1900,00		529732581,99	-1002116,32	0,00
2000,00		433915229,26	-1102306,40	0,00
2100,00		325583020,06	-1203388,29	0,00
2200,00		204735954,39	-1305362,00	0,00
2300,00		71374032,25	-1408227,52	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-1459994,71	0,00

Combinazione SLE al talio dei trefoli

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	153834,56
100,00		14717117,66	140742,26
200,00		28127186,12	127649,96
300,00		40230205,39	114557,65
400,00		51026175,47	101465,35
500,00		60515096,34	88373,05
600,00		68696968,02	75280,74
700,00		75571790,51	62188,44
800,00		81139563,80	49096,14
900,00		85400287,89	36003,83
1000,00		88353962,79	22911,53
1100,00		90000588,49	9819,23
1175,00	mezzeria	90377806,74	0,00
1200,00		90333757,90	-3273,08
1300,00		89340656,79	-16365,38
1400,00		87040506,49	-29457,68
1500,00		83433307,00	-42549,99
1600,00		78519058,30	-55642,29
1700,00		72297760,42	-68734,59
1800,00		64769413,33	-81826,90
1900,00		55934017,05	-94919,20
2000,00		45791571,58	-108011,50
2100,00		34342076,91	-121103,81
2200,00		21585533,04	-134196,11
2300,00		7521939,98	-147288,41
2350,00	appoggio	0,00	-153834,56

APPROVATO SDP

Combinazione SLE al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	356993,53
100,00		34153025,67	326611,11
200,00		65272870,12	296228,68

Sez.X	Descrizione	M	V
300,00		93359533,37	265846,25
400,00		118413015,41	235463,82
500,00		140433316,24	205081,39
600,00		159420435,87	174698,96
700,00		175374374,28	144316,53
800,00		188295131,49	113934,11
900,00		198182707,49	83551,68
1000,00		205037102,28	53169,25
1100,00		208858315,86	22786,82
1175,00	mezzeria	209733700,88	0,00
1200,00		209631479,70	-7595,61
1300,00		207326856,72	-37978,04
1400,00		201989052,53	-68360,46
1500,00		193618067,14	-98742,89
1600,00		182213900,54	-129125,32
1700,00		167776552,73	-159507,75
1800,00		150306023,71	-189890,18
1900,00		129802313,48	-220272,61
2000,00		106265422,04	-250655,03
2100,00		79695349,40	-281037,46
2200,00		50092095,55	-311419,89
2300,00		17455660,48	-341802,32
2350,00	appoggio	0,00	-356993,53

Seconda fase - S.L.E. Rara 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	716663,38	0,00
100,00		68520525,66	671184,41	0,00
200,00		130870416,31	626366,05	0,00
300,00		187049671,97	582208,28	0,00
400,00		237058292,62	538711,13	0,00
500,00		280896278,28	495874,57	0,00
600,00		318563628,94	453698,62	0,00
700,00		350060344,60	412183,27	0,00
800,00		375386425,25	371328,53	0,00
900,00		394541870,91	331134,39	0,00
1000,00		407526681,57	291600,85	0,00
1100,00		414340857,23	252727,92	0,00
1175,00	mezzeria	415402009,76	-137734,22	0,00
1200,00		415433956,94	-233539,18	0,00
1300,00		411705098,78	-272081,81	0,00
1400,00		401805605,62	-311285,05	0,00
1500,00		385735477,46	-351148,88	0,00
1600,00		363494714,30	-391673,33	0,00
1700,00		335083316,14	-432858,37	0,00
1800,00		300501282,98	-474704,02	0,00
1900,00		259748614,83	-517210,27	0,00
2000,00		212825311,67	-560377,13	0,00
2100,00		159731373,51	-604204,59	0,00
2200,00		100466800,36	-648692,65	0,00

APPROVATO SDP

Sez.X	Descrizione	M	V	T
2300,00		35031592,20	-693841,32	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-716663,38	0,00

Seconda fase - S.L.E. Frequente 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + \psi_1 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	515472,01	0,00
100,00		49283246,42	483119,43	0,00
200,00		94125655,54	451031,08	0,00
300,00		134527227,35	419206,98	0,00
400,00		170487961,86	387647,12	0,00
500,00		202007859,06	356351,50	0,00
600,00		229086918,95	325320,12	0,00
700,00		251725141,54	294552,98	0,00
800,00		269922526,83	264050,08	0,00
900,00		283679074,81	233811,43	0,00
1000,00		292994785,48	203837,01	0,00
1100,00		297869658,85	174126,84	0,00
1175,00	mezzeria	298611514,39	-117508,61	0,00
1200,00		298641781,54	-159370,84	0,00
1300,00		295987326,83	-188948,90	0,00
1400,00		288892034,81	-218791,19	0,00
1500,00		277355905,48	-248897,72	0,00
1600,00		261378938,85	-279268,50	0,00
1700,00		240961134,91	-309903,52	0,00
1800,00		216102493,67	-340802,78	0,00
1900,00		186803015,12	-371966,28	0,00
2000,00		153062699,27	-403394,02	0,00
2100,00		114881546,11	-435086,00	0,00
2200,00		72259555,64	-467042,23	0,00
2300,00		25196727,87	-499262,69	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-515472,01	0,00

APPROVATO SDP

Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	167696,94	0,00
100,00		16043309,83	153424,86	0,00
200,00		30661789,36	139152,78	0,00
300,00		43855438,59	124880,70	0,00
400,00		55624257,51	110608,62	0,00
500,00		65968246,13	96336,54	0,00
600,00		74887404,45	82064,46	0,00
700,00		82381732,47	67792,38	0,00
800,00		88451230,18	53520,30	0,00
900,00		93095897,59	39248,22	0,00
1000,00		96315734,69	24976,14	0,00

Sez.X	Descrizione	M	V	T
1100,00		98110741,50	10704,06	0,00
1175,00	mezzeria	98521951,71	0,00	0,00
1200,00		98473933,53	-3568,02	0,00
1300,00		97391341,88	-17840,10	0,00
1400,00		94883919,93	-32112,18	0,00
1500,00		90951667,67	-46384,26	0,00
1600,00		85594585,11	-60656,34	0,00
1700,00		78812672,25	-74928,42	0,00
1800,00		70605929,08	-89200,50	0,00
1900,00		60974355,61	-103472,58	0,00
2000,00		49917951,84	-117744,66	0,00
2100,00		37436717,76	-132016,74	0,00
2200,00		23530653,39	-146288,82	0,00
2300,00		8199758,70	-160560,90	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-167696,94	0,00

6.6.11 Reazioni massime agli appoggi

Forze Orizzontali

Azione longitudinale di frenamento q3 :	
Forza totale sull'impalcato Fxq	423450,00

Valori caratteristici reazioni verticali (Carichi di 1a fase)

Trave	peso trave	peso soletta+traversi
1	160380,72	168108,71
2	160380,72	163602,24
3	160380,72	163602,24
4	160380,72	163602,24
5	160380,72	163602,24
6	160380,72	163602,24
7	160380,72	163602,24
8	160380,72	228194,96

APPROVATO SDP

Valori caratteristici reazioni verticali (Carichi permanenti di 2a fase)

Trave	peso cordoli	permanentemente portati
1	129115,19	42394,14
2	56050,66	58684,55
3	10468,32	68501,18
4	-10592,91	72595,60
5	-14849,49	73495,98
6	-3294,10	73282,80
7	31995,46	73119,44
8	101451,98	73381,00

Società di Progetto
Brebemi SpA

Valori caratteristici reazioni verticali (Carichi da traffico)



Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla Marciapiedi
1	-7953,93	-1911,87	0,00
2	-6541,27	-3361,20	0,00
3	3472,25	-2252,44	0,00
4	34291,96	6022,12	0,00
5	98973,70	28370,68	0,00
6	195535,40	69858,89	0,00
7	288179,68	125427,05	0,00
8	366252,87	182713,58	0,00

Combinazione SLU P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_0 \cdot \gamma_W \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_W \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	672271,66	681357,43
2	592634,14	601072,22
3	556560,32	554260,99
4	586393,98	531969,97
5	699489,06	527574,16
6	901136,46	542854,16
7	1148619,11	590250,03
8	1512713,55	771608,83

Combinazione SLE rara

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + Q_{k,gruppo 1} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + W_k + \psi_0 \cdot Q_{k,gruppo 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + Q_{k,gruppo 2} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	499998,75	490132,94
2	438718,17	428815,71
3	404172,26	402952,45
4	426299,73	385985,65
5	509973,83	382629,45
6	659365,95	393971,66
7	842704,59	429097,86
8	1112375,11	563408,65

Combinazione SLE frequente

APPROVATO SDP

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_{1,W} \cdot W_k + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	499998,75	493268,55
2	438718,17	432467,74
3	404655,66	402952,45
4	414113,47	385985,65
5	468208,00	382629,45
6	568566,77	393971,66
7	695403,44	429097,86
8	911183,74	563408,65

Combinazione SLE quasi permanente

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	499998,75	499998,75
2	438718,17	438718,17
3	402952,45	402952,45
4	385985,65	385985,65
5	382629,45	382629,45
6	393971,66	393971,66
7	429097,86	429097,86
8	563408,65	563408,65

APPROVATO SDP


7 IMPALCATO: VERIFICHE

7.1 Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

Società di Progetto
Brebemi SpA


	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	41 di 138

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

7.2 Armature trave prefabbricata

7.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli : 6/10" area = 139,000 [mm²]

acciaio : prec.fpk=1860

tensione di tesatura = 125550,00

$A_p = 58,380$ $N_p = 7329609,00$ [N] $Z_{g,p} = 17,95$

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
126,00	2		
65,00	2		
21,00	2		
16,00	2		
13,00	10	8	200,00
9,00	12	8	400,00
5,00	12	6	600,00
N. trefoli=	42	L tot guaine=	8400,00

7.3 Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

7.3.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Società di Progetto
Brebemi SpA



resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	5500,00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	4000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,500
modulo elastico	3641611,39
peso specifico	0,0245
ritiro totale	-0,00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25,5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25,5%
% ritiro da getto soletta a $t=inf.$	49%
coeff. di viscosità	2,300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a $t=inf.$	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 5500,00 = 4565,00$	N/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 4000,00 = 3320,00$	N/cm ²

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 4565,00 / 1,5 = 2586,83$	N/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3320,00 / 1,5 = 1881,33$	N/cm ²

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 2586,83$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 383,19 / 1.2 = 319,33$
al taglio dei trefoli	f_{ctj}	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 309,89 / 1.2 = 258,25$


Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

σ_{cj}	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 2324,00$	N/cm ²
---------------	------------------------	-------------	-------------------

a cadute avvenute :

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 2739,00$	N/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 2054,25$	N/cm ²	(per comb. quasi permanente)

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	43 di 138

7.3.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	4000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,5
modulo elastico	3364277,77
peso specifico	0,0245
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0,924

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 4000,00 = 3320,00$	N/cm ²
------------------	----------	-----------------------	----------------------------------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3320,00 / 1,5 = 1881,33$	N/cm ²
------------------	----------	---	--	-------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 1881,33$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 309,89 / 1.2 = 258,25$
------------------	----------	-------------------	---------------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 1992,00$	N/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 1494,00$	N/cm ²	(per comb. quasi permanente)

7.3.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :


tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	167400,00
Modulo elastico	20600000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1,15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41,4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25,9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32,7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 184140,00 = 147312,00$	N/cm ²
----------------	---------------------------	--------------------------------------	-------------------

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI11SVAX2000000200	A00	44 di 138

σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 167400,00 = 150660,00$	N/cm ²
----------------	-----------------------------	--------------------------------------	-------------------

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a $0.05 f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	133920,00	N/cm ²
---------------	-----------------------------	-----------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{ptd}	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 167400,00 / 1,15 = 145565,22$	N/cm ²
-----------	--------------------------	----------------------------------	-------------------

7.3.4 Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	45000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15
modulo elastico	21000000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 45000,00 = 36000,00$	N/cm ²
------------	--------------------------	------------------------------------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 45000,00 / 1,15 = 39130,43$	N/cm ²
----------	-----------------------	--------------------------------	-------------------

7.4 Cadute di tensione

7.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

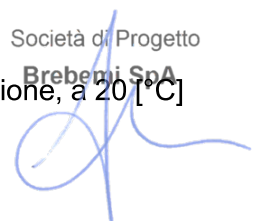
classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$


dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C]

Società di Progetto

Brebeni SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI11SVAX2000000200	A00	45 di 138

e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0,682	0,036	3,60%

7.4.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati $\epsilon_{cs1} = -0,00030$

getto in opera $\epsilon_{cs2} = -0,00030$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0,00030 \cdot 20600000,00 =$	-6180,00	4,92%

7.4.3 Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$\varphi_{inf,1} = 2,3$ (cavi pretesi nei prefabbricati)

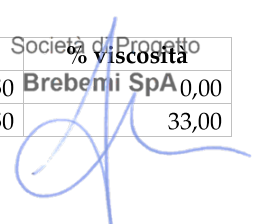
7.4.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione


Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% Viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41,40	25,50	0,00
dal taglio trefoli al getto in opera	25,90	25,50	33,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebem SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	46 di 138

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dal getto in opera a tempo infinito	32,70	49,00	67,00

7.5 Stati limite di esercizio

7.5.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- G_1 = permanenti strutturali
- G_2 = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

APPROVATO SDP

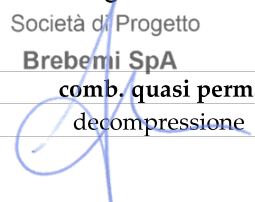
7.5.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate


Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	47 di 138

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

7.5.3 Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 3641611,39$$

$$E_{soletta} = 3364277,77$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2,3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0,5. Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

Prima fase

VH BSB :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0,6834	0,00503	-0,00503	3,4806
al getto soletta	-1,0560	0,00367	-0,00367	2,5045
dopo maturazione	-1,0593	0,00368	-0,00368	2,5081

Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,0000	0,0000	0,0000
Spalla finale	0,0000	0,0000	-0,2327

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,00000	0,00000	0,00391
Spalla finale	0,00000	0,00000	-0,00391

Frecce in mezzeria [cm] :

campata	X	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf. comb. rara max	t=inf. comb. rara min
1	1175,00	2,5081	-0,4165	-0,4165	-2,9505

7.6 Stati limite ultimi

7.6.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma $\sigma-\varepsilon$ parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01 , sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione ε_{sp} dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

7.7 Verifica delle sezioni

7.7.1 Verifica sezione X=0,00: prima fase

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	0,00	0,00
2	-37,50	0,00
3	-71,90	113,00
4	-91,50	121,00
5	-97,50	121,00
6	-97,50	130,00
7	-63,00	130,00
8	-31,50	25,00
9	0,00	20,00
10	31,50	25,00
11	63,00	130,00
12	97,50	130,00
13	97,50	121,00
14	91,50	121,00

APPROVATO SDP

n.	Y	Z
15	71,80	113,00
16	37,50	0,00

$$A = 5338,350$$

$$J_f = 10205758,9043$$

$$Z_g = 58,83$$

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	5458,987	1,057347E7	57,60

Sollecitazioni	M _{esterno}
prima del getto	0,00
dopo getto 2a fase	0,00

Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
prima del getto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long, inf}$
prima del getto	119357,40	0,00
dopo getto 2a fase	119357,40	0,00

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Le sollecitazioni flettenti sono nulle.

7.7.2 Verifica sezione X=0,00: seconda fase

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
trave prefabbricata	0,00	0,00
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	3019,69	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	1473,32	1,2%
viscosità cls	100,0%	10354,89	8,2%

APPROVATO SDP

Verifica tensionale in esercizio

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	0,00	0,00	
2	-37,50	0,00	
3	-71,90	113,00	
4	-91,50	121,00	
5	-97,50	121,00	
6	-97,50	130,00	
7	-63,00	130,00	
8	-31,50	25,00	
9	0,00	20,00	
10	31,50	25,00	
11	63,00	130,00	
12	97,50	130,00	
13	97,50	121,00	
14	91,50	121,00	
15	71,80	113,00	
16	37,50	0,00	fine prefabb.
17	0,00	0,00	
18	-98,00	155,00	getto in opera
19	184,00	155,00	(m=1,000)
20	184,00	130,00	
21	-98,00	130,00	
22	-98,00	155,00	

$$A = 12388,350$$

$$J_f = 31840713,8495$$

$$Z_g = 106,45$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	12508,990	3,311919E7	105,45

Tensioni sul cls - VH BSB :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Società di Progetto
Brebemi SpA

Tensioni sul cls - getto in opera :



	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00

Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

7.7.3 Verifica sezione X=1175,00: prima fase

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	0,00	0,00
2	-37,50	0,00
3	-71,90	113,00
4	-91,50	121,00
5	-97,50	121,00
6	-97,50	130,00
7	-63,00	130,00
8	-31,50	25,00
9	0,00	20,00
10	31,50	25,00
11	63,00	130,00
12	97,50	130,00
13	97,50	121,00
14	91,50	121,00
15	71,80	113,00
16	37,50	0,00

$$A = 5338,350$$

$$J_f = 10205758,9043$$

$$Z_g = 58,83$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	126,00	2,780
2	65,00	2,780

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



n.	Z	area
3	21,00	2,780
4	16,00	2,780
5	13,00	13,900
6	9,00	16,680
7	5,00	16,680

$$A_p = 58,380$$

$$Z_{g,p} = 17,95$$

Sezione ideale (n=6,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	5688,630	1,101375E7	56,31

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	1575,90	1,3%
rilassamento acciaio	30,6%	1870,57	1,5%

Sollecitazioni	Mesterno	$N_{precomp.}$	$M_{precomp.}$
t=0 dopo taglio trefoli	90377806,74	-7128404,26	-291392420,21
prima del getto	90377806,74	-6465410,34	-264290786,15
dopo getto 2a fase	209733700,88	-6462743,33	-264181764,93

Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-28,26	-2189,14
prima del getto	-81,87	-1942,55
dopo getto 2a fase	-880,42	-1332,29

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}
t=0 dopo taglio trefoli	110759,14
prima del getto	100633,39
dopo getto 2a fase	103127,67


APPROVATO SDP

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	1575,90	1,3%
rilassamento acciaio	19,1%	1170,23	0,9%
viscosità cls	45,3%	8610,39	6,9%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	8,51	0,0%

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	53 di 138

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
rilassamento acciaio	0,1%	4,15	0,0%
viscosità cls	0,2%	33,01	0,0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon$ armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=17,95}=0,00538$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z _{gsup}	ε_{inf}	Z _{ginf}
(+)	33,87	5,795039E8	-0,00350	130,00	0,00105	5,00
(-)	28,78	-6,543537E7	0,01000	126,00	-0,00296	0,00

$M_{d,max} = 283140496,18 < 579503919,87$

7.7.4 Verifica sezione X=1175,00: seconda fase

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-880,63	-1331,30
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	3019,69	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	1473,32	1,2%
viscosità cls	54,5%	10354,89	8,2%

Verifica tensionale in esercizio

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	0,00	0,00	
2	-37,50	0,00	
3	-71,90	113,00	
4	-91,50	121,00	
5	-97,50	121,00	
6	-97,50	130,00	
7	-63,00	130,00	
8	-31,50	25,00	
9	0,00	20,00	
10	31,50	25,00	
11	63,00	130,00	
12	97,50	130,00	
13	97,50	121,00	
14	91,50	121,00	
15	71,80	113,00	
16	37,50	0,00	fine prefabb.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



n.	Y	Z	
17	0,00	0,00	
18	-98,00	155,00	getto in opera
19	184,00	155,00	(m=0,924)
20	184,00	130,00	
21	-98,00	130,00	
22	-98,00	155,00	

$$A = 11851,444$$

$$J_f = 31083180,6375$$

$$Z_g = 104,81$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	126,00	2,780
2	65,00	2,780
3	21,00	2,780
4	16,00	2,780
5	13,00	13,900
6	9,00	16,680
7	5,00	16,680

$$A_p = 58,380$$

$$Z_{g,p} = 17,95$$

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	12201,720	3,390875E7	102,32

Tensioni sul cls - VH BSB :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-868,32	-868,32	-1039,66	-1039,66
t=inf.-SLE Rare	-868,32	-1208,41	213,87	-1039,66
t=inf.-SLE Frequenti	-868,32	-1113,07	-138,54	-1039,66
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-868,32	-949,72	-742,30	-1039,66

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-38,25	-38,25	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-38,25	-635,57	0,00	-302,81
t=inf.-SLE Frequenti	-38,25	-467,93	0,00	-214,73
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-38,25	-180,74	0,00	-63,83

Tensioni sugli acciai :

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	σ_{sp}	
t=inf.-senza carichi	0,00	
t=inf.-SLE Rare	110806,08	
t=inf.-SLE Frequenti	109062,61	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	106075,64	

Verifica a rottura per flessione t=inf.


presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	17,95	0,00508

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z ϵ_{sup}	ϵ_{inf}	Z ϵ_{inf}
(+)	130,79	1,085963E9	-0,00193	155,00	0,01000	5,00
(-)	27,68	-6,71654E7	0,01000	126,00	-0,00282	0,00

$$M_{d,max} = 850135962,95 < 1085962719,35$$

APPROVATO SDP

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	56 di 138

8 SOLETTA

La condizione di verifica della soletta rispetto allo stato di fatto risulta immutata. Le verifiche della soletta di progetto, armata come quella esistente, sono implicitamente soddisfatte. Nonostante ciò di seguito è ripetuto il calcolo della soletta e le verifiche significative.

Nella soletta di completamento e di solidarizzazione delle travi in CAP dell'impalcato vengono disposti due strati di $\phi 20 / 20$ trasversalmente all'impalcato e due strati $\phi 12 / 20$ in direzione longitudinale.

Lo spessore della soletta di completamento è pari a 25 cm. Il carico accidentale nella situazione più gravosa è dato dal traffico stradale secondo lo schema di carico n°2 definito al par. 5.1.3.3.3 del D.M. 14-01-2008. Per tale schema di carico, è previsto un carico su un singolo asse pari a 400 kN distribuito su due impronte di dimensioni 35 x 60 cm.

Il carico dovuto al traffico si ripartisce, con un angolo di diffusione di 45° , nello spessore del ricoprimento (10 cm) e nella soletta (25 cm). Detto l_x l'interasse trave, per tenere in conto dell'effetto lastra, si suppone reagente una larghezza convenzionale pari a:

$$B = b + l_x / 2$$

dove con b si intende il lato minore dell'impronta di carico.

L'area di ripartizione del carico è pari a $B \times L$:

$$B = 35 + 125/2 + (10 + 25 / 2) \times 2 = 142,5 \text{ cm}$$

$$L = 60 + (10 + 25 / 2) \times 2 = 105 \text{ cm}$$

La pressione dovuta al traffico, secondo lo schema di carico n° 2, è quindi pari a:

$$p = 200 / (1,425 \times 1,05) = 134,0 \text{ kN/m}^2$$

Per il progetto delle armature della soletta si analizza una sezione di base unitaria. Il carico uniformemente distribuito dovuto al traffico è pari a:

$$q = 134,0 \text{ kN/m}$$

Il carico uniformemente distribuito equivalente al peso proprio della soletta è pari a:

$$q = 25 \times 1 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}$$

La lunghezza di libera inflessione minima per la soletta è considerata pari a 1.25 m.


8.1 Sollecitazioni sulla soletta

Il massimo momento in campata, dovuto al traffico, è pari a: $134 \times 1,25^2 / 8 = 26,2 \text{ kNm}$

Il massimo taglio, dovuto al traffico, è pari a: $134 \times 1,25 / 2 = 83,8 \text{ kN}$

Il massimo momento in campata, dovuto al peso proprio, è pari a: $1,22 \text{ kNm}$

La massima azione di taglio, dovuto al peso proprio, è pari a: $3,90 \text{ kN}$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	57 di 138

Di seguito si riassumono le sollecitazioni in combinazione fondamentale SLU ed in quella caratteristica RARA:

		Peso proprio		Traffico		Combinazione	
		V	M	V	M	V	M
		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
STR	Max	5,07	1,59	113,13	35,37	118,20	36,96
RARA	Max	3,90	1,22	83,80	26,20	87,70	27,42

8.2 Verifiche SLU

8.2.1 Verifica a Taglio

V_{sdu}	118,20	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	19,00	cm
Asl	15,7	cm ²
c	6,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
f_{cd}	18,133	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1,356	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	135,851	kN
$V_{Rd,min}$	106,400	kN

APPROVATO SDP

Il taglio sollecitante è inferiore a quello resistente: la verifica a taglio della soletta risulta soddisfatta senza necessità di aggiungere un'apposita armatura a taglio .

8.2.2 Verifica a Flessione

Società di Progetto
Brebemi SpA



Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15,71	6
			2	15,71	19

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

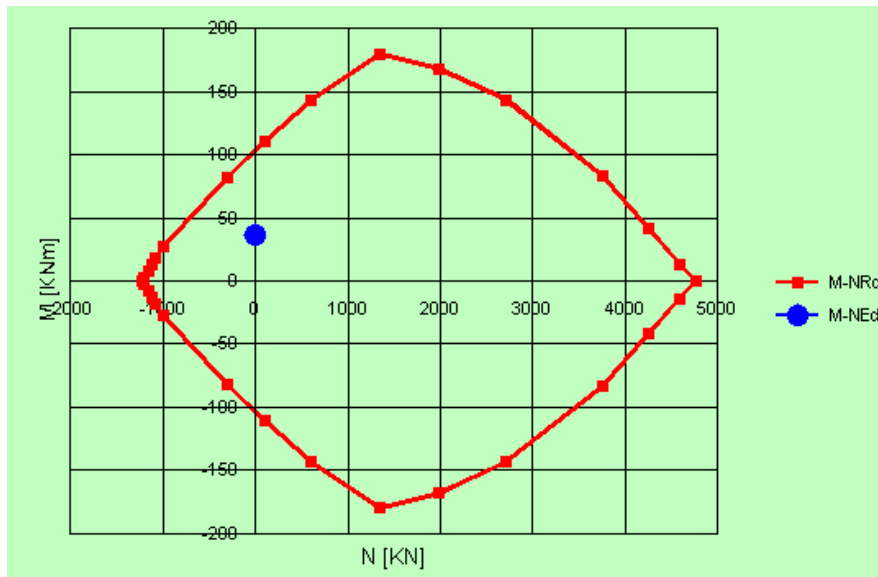
Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 % $C_{c,adm}$ 9,75
 $C_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 103,7 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 8,048 %
 d 19 cm
 x 5,759 x/d 0,3031
 δ 0,8189

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

Il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione della sezione ricade all'interno del dominio di resistenza:



La verifica a flessione della sezione risulta soddisfatta.

8.3 VERIFICHE SLE

8.3.1 Verifica di fessurazione

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15	
Classe cls	R _{ck} =	40	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2,1E+05	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	25	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	A _s =	15,71	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	6	cm
Area acciaio compresso	A' _s =	15,71	cm ²
Copriferro acciaio compresso	c's =	6	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	5,0	cm
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	5,0	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	M _{es} =	27,42	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N _{es} =	0,00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	3,16	N/mm ²
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	f _{ctk} =	2,65	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	x _g =	12,50	cm
Modulo di resistenza non fessurato	W _{sr} =	12010	cm ³
Momento di formazione delle fessure	M _{ff} =	31,86	kNm
Trazione nel cls prodotta da M _{es} ed N _{es}	σ _{ct} =	2,28	N/mm ² < f _{ctk}

La sezione non si fessura e non è necessario il calcolo di apertura delle fessure.

8.4 Verifica connettori trave-soletta

Il valore di tensione tangenziale all'interfaccia trave soletta è dato da:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i)$$

dove:

β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;

V_{Ed} è la forza di taglio trasversale;

z è il braccio della coppia interna della sezione composita;

b_i è la larghezza dell'interfaccia

Si assume cautelativamente $\beta=1$

Essendo $V_{Ed}=1460\text{kN}$ si ottiene il seguente valore di tensioni tangenziali all'interfaccia:

$$v_{Edi}=1460000/(1500*600)=1,62\text{MPa}$$

La resistenza di progetto a taglio all'interfaccia è:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{ctd}$$

dove:

c e μ sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia [vedere punto (2)];

f_{ctd} come definito nel punto 3.1.6 (2)P;

σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0,6 f_{ctd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c f_{ctd}$ pari a 0;

$$\rho = A_s / A_i.$$

Si trascura il contributo relativo all'ingranamento e si valuta il solo contributo dell'adesione e delle barre di armatura. Considerando la superficie di contatto liscia si ottiene il seguente valore di resistenza di progetto:

$$v_{Rdi} = 0,2 * 1,20 + (3,14 * 12^2 / 4 * 4 * 10 / (2 * 300 * 1000)) * 391,3 * 0,6 = 2,01 \text{ MPa}$$

Essendo le tensioni di progetto inferiori alle resistenze di progetto la verifica nella sezione maggiormente sollecitata risulta soddisfatta.

8.5 Verifica chiodature a soletta esistente

Le chiodature realizzate per solidarizzare la soletta di progetto a quella esistente sono verificate a sfilamento. Esse sono verificate per il massimo momento negativo in direzione trasversale all'impalcato che viene determinato ipotizzando un vincolo di incastro perfetto ed adoperando lo schema a trave doppiamente incastrata.

Il momento sollecitante in combinazione SLU-STR è pari a:

$$M = 36,96 * 8 / 12 = 24,64 \text{ kNm}$$

Si determinano le tensioni di trazione nella chiodatura:

Titolo : _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	10,05	8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 -24,64 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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


Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -5,632 N/mm²
 σ_s 162,8 N/mm²
 ϵ_s 0,8138 ‰
 d 17 cm
 x 5,809 x/d 0,3417
 δ 0,8671

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 61 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

La forza di trazione sulla chiodatura è pari a:

$$N_{Sd}=32,7\text{kN}$$

Il taglio sollecitante sul singolo inghisaggio in combinazione SLU-STR è pari a:

$$T=118,20/5=23,7\text{kN}$$

Per la chiodatura di progetto, realizzata con barre ad aderenza migliorata in fori riempiti di apposita malta cementizia, vengono forniti rispettivamente i seguenti valori indicativi di resistenza a trazione e taglio:

$$N_{Rd}=39,4\text{kN}$$

$$T_{Rd}=30,4\text{kN}$$

I valori di resistenza dell'inghisaggio sono superiori alle relative sollecitazioni e pertanto la verifica della chiodatura si ritiene soddisfatta.

8.6 Verifica coppelle prefabbricate

Le coppelle prefabbricate sono disposte per consentire il getto della soletta di finitura delle travi prefabbricate.

Ai fini del dimensionamento dell'armatura da predisporre nelle coppelle, si considera un tratto di larghezza unitaria. La soletta di completamento ha spessore di 25 cm.

Luce libera di calcolo massima: 125 cm

Larghezza di calcolo: 100 cm

Carico dovuto al getto fluido della soletta: $q = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 6.25 \text{ kN/m}$

Momento flettente in condizioni di esercizio: $M = 6.25 \times 1.25^2 / 8 = 1.22 \text{ kNm} \rightarrow 1.3 \text{ kNm}$

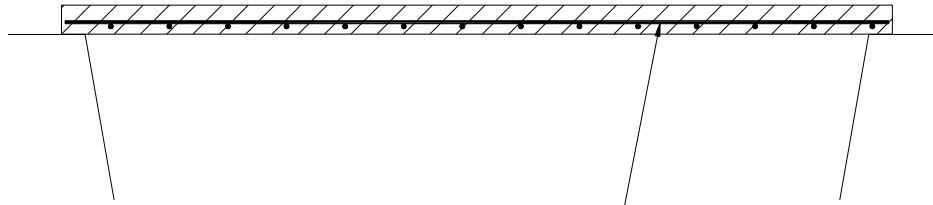
Azione di taglio in condizioni di esercizio: $V = 6.25 \times 1.25 / 2 = 3.91 \text{ kNm} \rightarrow 4.0 \text{ kNm}$

Comb. STR: $M = 1.3 \times 1.3 = 1.69 \text{ kNm}$

$$V = 4.0 \times 1.3 = 5.2 \text{ kNm}$$

Le coppelle di contenimento del getto della soletta sono armate con una rete elettrosaldata $\phi 8/10 \times 10$.

COPPELLA DI CONTENIMENTO DEL GETTO



RETE ELETTRORALDATA $\varnothing 8/10 \times 10$

Il momento resistente ultimo per una sezione 5 x 100 cm con copriferro minimo, è pari a 3,41kNm.

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.03	2.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	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/mm²	τ_{co} 0,6
	τ_{c1} 1,829

M M_{xRd} 3,41 kN m

σ_c -14,17 N/mm²

σ_s 372,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

ϵ_s 1,861 ‰

d 2,5 cm

x 1,632 x/d 0,6528

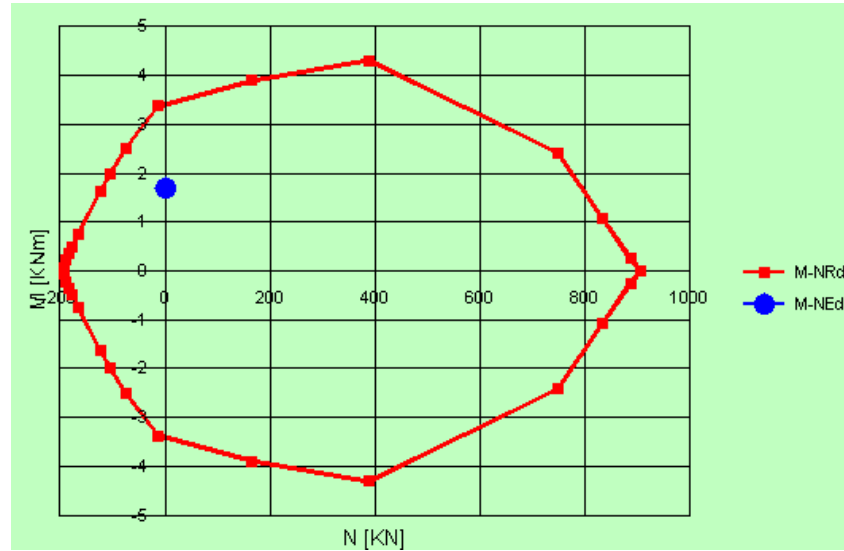
δ 1

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione della sezione ricade all'interno del dominio di resistenza:



La verifica a flessione della sezione risulta soddisfatta.

Il taglio resistente calcolato per la sezione in oggetto è pari a 22,1kN:

V_{sdu}	5,2	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	2,50	cm
A_{sl}	5,03	cm ²
c	2,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
f_{cd}	14,167	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	22,104	kN
$V_{Rd,min}$	12,374	kN

APPROVATO SDP

Il taglio sollecitante è inferiore a quello resistente e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

9 PALI DI FONDAZIONE

Al di sotto dell'allargamento della spalla è prevista una coppia di pali di fondazione posizionati al medesimo interasse della palificata esistente. Le coppie di pali che costituiscono la fondazione della spalla esistente sono tutte equamente sollecitate. L'allargamento della fondazione con l'inserimento di una coppia di pali al medesimo interasse dei pali appartenenti alla palificata esistente, in virtù di un aumento proporzionale di soli pesi propri e spinte delle terre, garantisce una condizione simile a quella di progetto della parte in essere. In definitiva il comportamento della coppia di pali sui quali si fonda l'allargamento può essere cautelativamente assimilato a quello dei pali esistenti. Si ritengono quindi ancora validi i calcoli di PE che per comodità di consultazione vengono di seguito allegati.

Ai fini della valutazione delle azioni in testa ai pali di fondazione, si definisce la pianta pali nella figura seguente. La Spalla A è definita come "fissa", per il tipo di vincolamento scelto. La Spalla B è definita come "mobile". Le azioni longitudinali legate all'impalcato, fra le quali l'azione sismica e la forza di frenamento/accelerazione, sono trasmesse alla Spalla A.

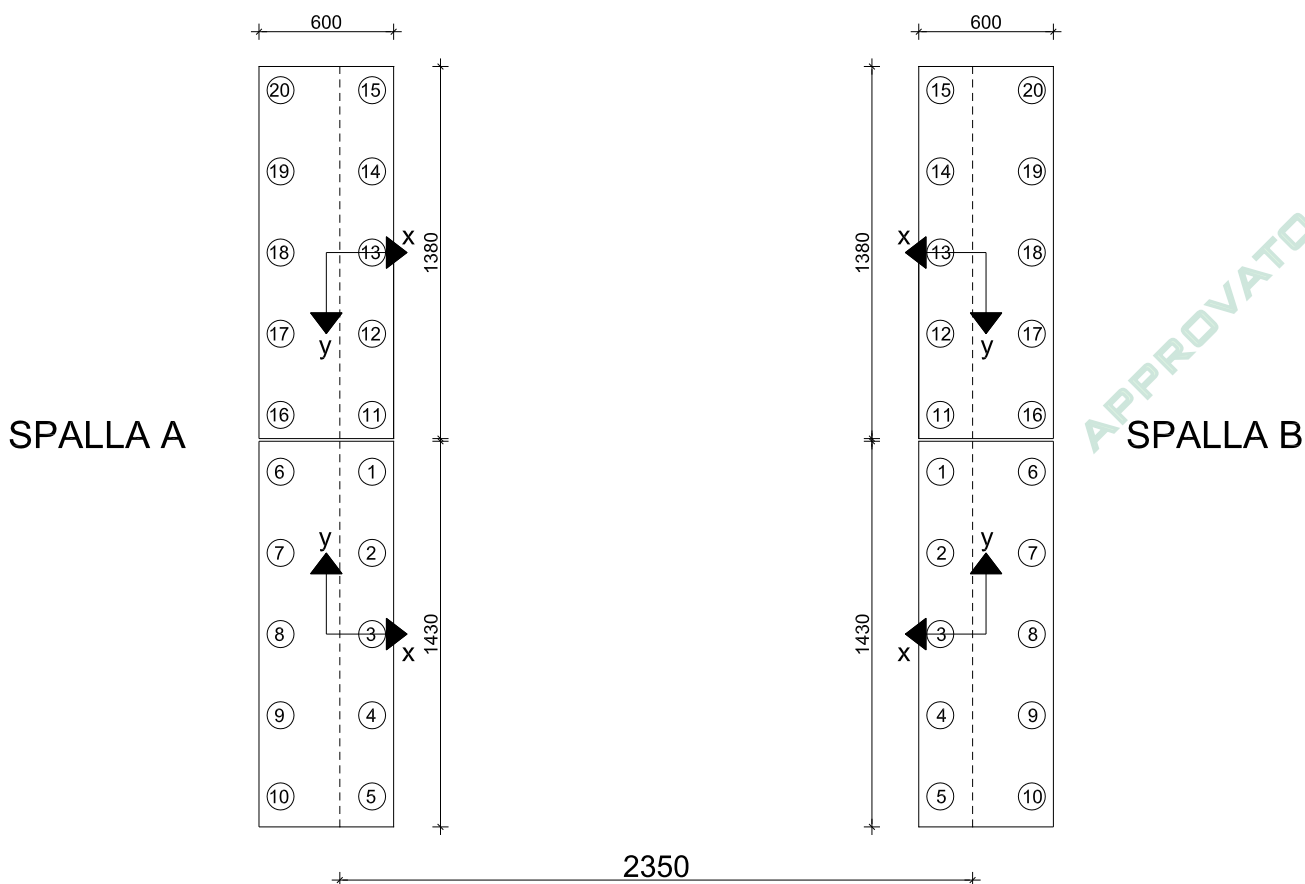


Figura 1: schema pianta pali esistenti

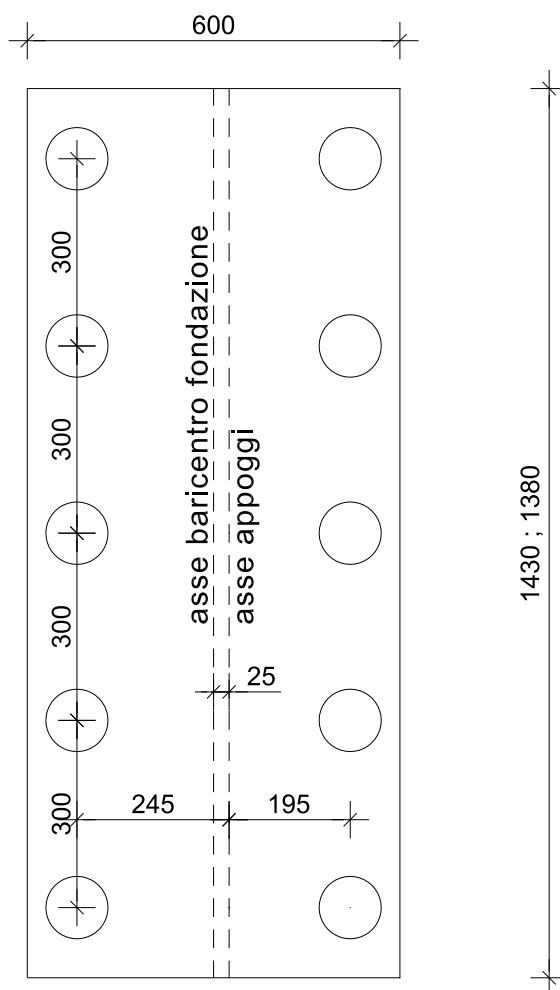


Figura 2: dettaglio posizione pali di fondazione esistenti

Le azioni in testa ai pali sono definite, sia per la Spalla A sia per la Spalla B, secondo il sistema di riferimento locale proprio di ogni gruppo di pali (sistema xy).

I pali 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 e 10 hanno azioni in testa definite in accordo al sistema di riferimento xy, con l'asse y diretto verso l'alto (nella **Figura 1**).

I pali 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 e 20 hanno azioni in testa definite in accordo al sistema di riferimento xy, con l'asse y diretto verso il basso (nella **Figura 1**).

Un palo risulta compresso se $F_z > 0$.

Un palo risulta in trazione se $F_z < 0$.

9.1 Azioni in testa ai pali di fondazione

Il calcolo delle azioni in testa ai pali è stato condotto considerando le azioni trasmesse dall'impalcato alle strutture di supporto e le spinte statiche e dinamiche dovute al terreno a tergo della spalla. Le azioni trasmesse dall'impalcato sono state considerate a distanza di 8.0 m dal piano di posa della fondazione: le azioni orizzontali, quali la frenatura e il sisma, generano quindi un momento ribaltante intorno all'asse Y (MY)(vedi **Figura 1**). La posizione dell'asse degli appoggi dell'impalcato, rispetto al baricentro della fondazione, può provocare un momento ribaltante intorno all'asse Y (MY): in questo caso la distanza fra asse appoggi e asse fondazione è pari a 0.25 m.

Nel seguito si elencano le azioni agenti alla base della fondazione, alla quota testa pali, per le diverse condizioni di carico considerate. Le combinazioni di carico sono state in seguito elaborate per massimizzare i diversi aspetti che caratterizzano il progetto dei pali di fondazione.

L'azione sismica di progetto è stata valutata considerando la presenza del 20% del traffico veicolare da normativa. Le reazioni vincolari che derivano dall'analisi numerica dell'impalcato sono elencate nel seguito per la Spalla A e per la Spalla B.


Spalla A:

	FX	FY	FZ
	KN	KN	KN
PERMANENTI	0.00	0.00	3004.25
MAX TRAFF.	0.00	0.00	2011.39
MIN TRAFF.	0.00	0.00	-140.89
FRENATURA	430.05	0.00	0.00
SISMA-SLV X	1482.00	0.00	0.00
SISMA-SLD X	670.00	0.00	0.00
SISMA-SLV Y	0.00	1482.00	0.00
SISMA-SLD Y	0.00	670.00	0.00
VENTO	0.00	113.98	0.00
PERMANENTI NON STRUTT.	0.00	0.00	0.00
RES. PARASS. VINCOLI	300.42	150.21	0.00

Spalla B:

	FX	FY	FZ
	KN	KN	KN
PERMANENTI	0.00	0.00	3004.25
MAX TRAFF.	0.00	0.00	2011.39
MIN TRAFF.	0.00	0.00	-140.89
FRENATURA	0.00	0.00	0.00
SISMA-SLV X	0.00	0.00	0.00
SISMA-SLD X	0.00	0.00	0.00
SISMA-SLV Y	0.00	1482.00	0.00
SISMA-SLD Y	0.00	670.00	0.00
VENTO	0.00	113.98	0.00
PERMANENTI NON STRUTT.	0.00	0.00	0.00
RES. PARASS. VINCOLI	0.00	150.21	0.00

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 67 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

I principali risultati numerici, necessari per il dimensionamento strutturale dei pali di fondazione, sono riassunti nelle tabelle seguenti.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



PALO

	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10			
	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY		
STR	2	1006.8	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0
GEO	4	1020.5	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0
RARA	33	741.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3
FREQ	37	581.9	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8
Q.P.	40	581.9	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8
E-SLV X	53+X	1072.2	7.8	3032.2	7.8	3032.2	7.8	3032.2	7.8	3032.2	7.8	3032.2	7.8	3032.2	7.8	3032.2	7.8	3032.2	7.8	3032.2	7.8	3032.2
E-SLD X	69+X	660.2	7.8	2484.7	7.8	2484.7	7.8	2484.7	7.8	2484.7	7.8	2484.7	7.8	2484.7	7.8	2484.7	7.8	2484.7	7.8	2484.7	7.8	2484.7
E-SLV Y	53+Y	584.9	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8
E-SLD Y	69+Y	584.9	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4
	73+Y	580.4	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8

PALO

	11		12		13		14		15		16		17		18		19		20			
	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY		
STR	2	974.1	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2
GEO	6	795.9	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4
RARA	33	677.0	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4
FREQ	36	628.2	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1
Q.P.	40	677.4	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0
E-SLV X	53+X	1037.9	7.7	3096.4	7.7	3096.4	7.7	3096.4	7.7	3096.4	7.7	3096.4	7.7	3096.4	7.7	3096.4	7.7	3096.4	7.7	3096.4	7.7	3096.4
E-SLD X	69+X	735.2	7.7	2410.3	7.7	2410.3	7.7	2410.3	7.7	2410.3	7.7	2410.3	7.7	2410.3	7.7	2410.3	7.7	2410.3	7.7	2410.3	7.7	2410.3
E-SLV Y	53+Y	523.7	105.2	1995.3	105.2	1995.3	105.2	1995.3	105.2	1995.3	105.2	1995.3	105.2	1995.3	105.2	1995.3	105.2	1995.3	105.2	1995.3	105.2	1995.3
E-SLD Y	69+Y	564.7	42.5	2024.7	42.5	2024.7	42.5	2024.7	42.5	2024.7	42.5	2024.7	42.5	2024.7	42.5	2024.7	42.5	2024.7	42.5	2024.7	42.5	2024.7
	73+Y	560.3	111.2	2203.4	111.2	2203.4	111.2	2203.4	111.2	2203.4	111.2	2203.4	111.2	2203.4	111.2	2203.4	111.2	2203.4	111.2	2203.4	111.2	2203.4

Figura 3: azioni in testa ai pali (Spalla A)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



PALO	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10						
	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	
STR	4	997,6	22,2	3235,5	988,3	22,2	3236,8	999,0	22,2	3238,1	1000,4	22,2	3239,7	997,6	21,2	1714,9	998,3	21,2	1715,5	999,0	22,2	1716,2	1000,4	21,2	1625,8
	6	812,9	22,2	2860,2	813,6	22,2	2861,2	814,3	22,2	2862,3	815,0	22,2	2863,4	815,7	22,2	2864,5	816,4	22,2	2865,6	817,1	22,2	2866,7	817,8	21,2	1202,8
GEO	20	942,6	19,2	2821,5	943,2	19,2	2796,4	943,8	19,2	2771,4	944,5	19,2	2746,3	945,1	19,2	2721,3	945,8	19,2	2696,2	946,5	19,2	2671,1	947,2	18,3	930,7
	33	685,9	14,8	2412,6	686,4	14,8	2393,3	686,9	14,8	2374,0	687,4	14,8	2354,8	687,9	14,8	2335,5	688,4	14,8	2316,2	688,9	14,8	2296,9	689,4	14,1	1278,7
RARA	34	685,9	14,8	2355,3	686,4	14,8	2336,0	686,9	14,8	2316,8	687,4	14,8	2297,5	687,9	14,8	2278,2	688,4	14,8	2258,9	688,9	14,8	2239,6	689,4	14,1	1273,2
	35	685,4	22,6	2375,7	686,2	22,6	2346,2	686,9	22,6	2316,8	687,6	22,6	2287,3	688,3	22,6	2257,8	689,0	22,6	2228,3	689,7	22,6	2198,8	690,4	21,6	1212,7
FREQ	36	730,0	14,8	2457,6	730,5	14,8	2438,3	731,0	14,8	2419,0	731,5	14,8	2399,7	732,0	14,8	2380,4	732,5	14,8	2361,1	733,0	14,8	2341,8	733,5	14,1	1208,6
	85	685,6	19,4	2367,4	686,3	19,4	2348,1	687,0	19,4	2328,8	687,7	19,4	2309,5	688,4	19,4	2290,2	689,1	19,4	2270,9	689,8	19,4	2251,6	690,5	18,5	1221,1
Q.P.	37	569,6	7,8	2112,2	569,8	7,8	2102,0	570,1	7,8	2091,8	570,3	7,8	2081,6	570,6	7,8	2071,4	570,9	7,8	2061,2	571,2	7,8	2051,0	571,5	7,5	1205,3
	40	686,4	7,8	1986,2	686,8	7,8	1966,8	687,2	7,8	1947,4	687,6	7,8	1928,0	688,0	7,8	1908,6	688,4	7,8	1889,2	688,8	7,8	1869,8	689,2	7,5	1205,1
E-SLV Y	41	569,6	7,8	1994,5	569,8	7,8	1984,3	570,0	7,8	1974,1	570,2	7,8	1963,9	570,4	7,8	1953,7	570,6	7,8	1943,5	570,8	7,8	1933,3	571,0	7,5	1205,3
	53+Y	569,6	10,9	1894,5	569,8	10,9	1884,3	570,0	10,9	1874,1	570,2	10,9	1863,9	570,4	10,9	1853,7	570,6	10,9	1843,5	570,8	10,9	1833,3	571,0	10,8	1085,9
E-SLD Y	57+Y	569,7	263,0	2523,5	569,8	263,0	2513,3	570,0	263,0	2503,1	570,2	263,0	2492,9	570,4	263,0	2482,7	570,6	263,0	2472,5	570,8	263,0	2462,3	571,0	263,0	255,4
	61+Y	527,1	43,9	1907,1	527,4	43,9	1887,8	527,6	43,9	1868,5	527,9	43,9	1849,2	528,1	43,9	1829,9	528,4	43,9	1810,6	528,7	43,9	1791,3	529,0	43,8	1139,7
FREQ	69+Y	569,6	43,9	2004,8	569,8	43,9	2000,3	570,1	43,9	1995,8	570,3	43,9	1991,3	570,6	43,9	1986,8	570,9	43,9	1982,3	571,2	43,9	1977,8	571,5	43,8	1158,5
	73+Y	565,1	113,6	2216,1	567,6	113,6	2090,9	570,1	113,6	1965,8	572,6	113,6	1840,6	575,1	113,6	1715,5	565,1	109,9	1475,8	567,6	109,9	1350,6	570,1	43,8	108,9

PALO	11		12		13		14		15		16		17		18		19		20						
	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	FX	FZ	FY	KN	
STR	4	962,6	22,0	3190,7	964,1	22,0	3162,0	964,8	22,0	3133,3	965,5	22,0	3104,6	966,2	21,0	1690,5	966,9	21,0	1661,8	967,6	21,0	1633,1	968,3	21,0	1575,7
	6	784,4	22,0	2567,9	785,1	22,0	2539,2	785,8	22,0	2510,5	786,5	22,0	2481,8	787,2	21,0	1260,7	787,9	21,0	1232,0	788,6	21,0	1203,3	789,3	21,0	1164,4
GEO	20	695,6	19,1	2355,8	696,3	19,1	2327,1	697,0	19,1	2298,4	697,7	19,1	2269,7	698,4	19,1	2241,0	699,1	19,1	2212,3	699,8	19,1	2183,6	700,5	19,1	908,9
	33	681,9	14,7	2318,8	682,4	14,7	2299,5	682,9	14,7	2280,2	683,4	14,7	2260,9	683,9	14,7	2241,6	684,4	14,7	2222,3	684,9	14,7	2203,0	685,4	14,0	1239,7
RARA	34	681,9	25,7	2301,8	682,4	25,7	2282,5	682,9	25,7	2263,2	683,4	25,7	2243,9	683,9	25,7	2224,6	684,4	25,7	2205,3	684,9	25,7	2186,0	685,4	25,7	1193,2
	35	711,2	24,4	2300,8	711,7	24,4	2281,5	712,2	24,4	2262,2	712,7	24,4	2242,9	713,2	24,4	2223,6	713,7	24,4	2204,3	714,2	24,4	2185,0	714,7	24,3	1171,1
FREQ	36	611,2	15,1	2380,8	611,7	15,1	2361,5	612,2	15,1	2342,2	612,7	15,1	2322,9	613,2	15,1	2303,6	613,7	15,1	2284,3	614,2	15,1	2265,0	614,7	15,1	1181,8
	39	549,7	7,7	1945,4	549,9	7,7	1935,2	550,1	7,7	1925,0	550,3	7,7	1914,8	550,5	7,7	1904,6	550,7	7,7	1894,4	550,9	7,7	1884,2	551,1	7,3	1182,6
Q.P.	40	682,4	7,7	2140,4	682,6	7,7	2130,2	682,8	7,7	2120,0	683,0	7,7	2109,8	683,2	7,7	2099,6	683,4	7,7	2089,4	683,6	7,7	2079,2	683,8	7,3	1113,4
	41	549,7	7,7	1923,2	549,9	7,7	1913,0	550,1	7,7	1902,8	550,3	7,7	1892,6	550,5	7,7	1882,4	550,7	7,7	1872,2	550,9	7,7	1862,0	551,1	7,3	1113,4
E-SLV Y	53+Y	549,7	105,2	2054,4	549,9	105,2	2044,2	550,1	105,2	2034,0	550,3	105,2	2023,8	550,5	105,2	2013,6	550,7	105,2	2003,4	550,9	105,2	1993,2	551,1	105,2	1016,6
	57+Y	539,9	257,0	2446,6	540,1	257,0	2436,4	540,3	257,0	2426,2	540,5	257,0	2416,0	540,7	257,0	2405,8	540,9	257,0	2395,6	541,1	257,0	2385,4	541,3	257,0	1038,3
E-SLD Y	61+Y	508,7	42,5	1848,4	508,9	42,5	1829,1	509,1	42,5	1809,8	509,3	42,5	1790,5	509,5	42,5	1771,2	509,7	42,5	1751,9	509,9	42,5	1732,6	510,1	42,5	1103,9
	69+Y	549,7	42,5	1970,1	549,9	42,5	1950,8	550,1	42,5	1931,5	550,3	42,5	1912,2	550,5	42,5	1892,9	550,7	42,5	1873,6	550,9	42,5	1854,3	551,1	42,5	1120,6
73+Y	545,3	111,2	2148,8	547,7	111,2	2026,0	550,2	111,2	1903,2	552,6	111,2	1780,4	555,1	111,2	1657,6	545,3	107,6	1433,1	547,7	107,6	1310,3	550,2	111,2	107,6	

Figura 4: azioni in testa ai pali (Spalla B)

APPROVATO SDP



9.2 Verifica capacità portante

La verifica della capacità portante del palo è stata effettuata facendo ricorso agli abachi di dimensionamento della lunghezza dei pali presenti nella relazione geotecnica. I criteri per il dimensionamento dei pali sono i seguenti:

- Limitare le pressioni di esercizio sui pali trivellati a 5 MPa; i pali hanno diametro pari a 1 m: la compressione limite in condizioni di esercizio è quindi pari a circa 3925 kN.
- Definire la lunghezza del palo in modo che in condizioni di esercizio il carico agente sul palo non superi 1.25 volte la resistenza laterale del palo in combinazione 1 (vale a dire che la resistenza laterale del palo in combinazione 1 sia almeno l'80% del carico d'esercizio agente sul palo stesso).
- Il carico agente sul singolo palo deve essere aumentato con il coefficiente 1.1 per tenere in considerazione gli effetti di gruppo.

Le azioni massime agenti in testa ai pali di fondazione sono riassunte nel seguito:

Approccio 1 Combinazione 1 (STR): $N_{\max} = 3480 \text{ kN}$

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO): $N_{\max} = 2931.3 \text{ kN}$

Combinazione sismica SLV: $N_{\max} = 3203.2 \text{ kN}$

Combinazione esercizio RARA: $N_{\max} = 2567.3 \text{ kN}$

Valori per la verifica utilizzando l'abaco della relazione geotecnica realizzato per la combinazione 1 (STR):

STR: $N = 3480 \text{ kN} \times 1.1 = \mathbf{3828 \text{ kN}}$

RARA: $N = 2567.3 \text{ kN} \times 1.1 = 2824.03 \text{ kN}$

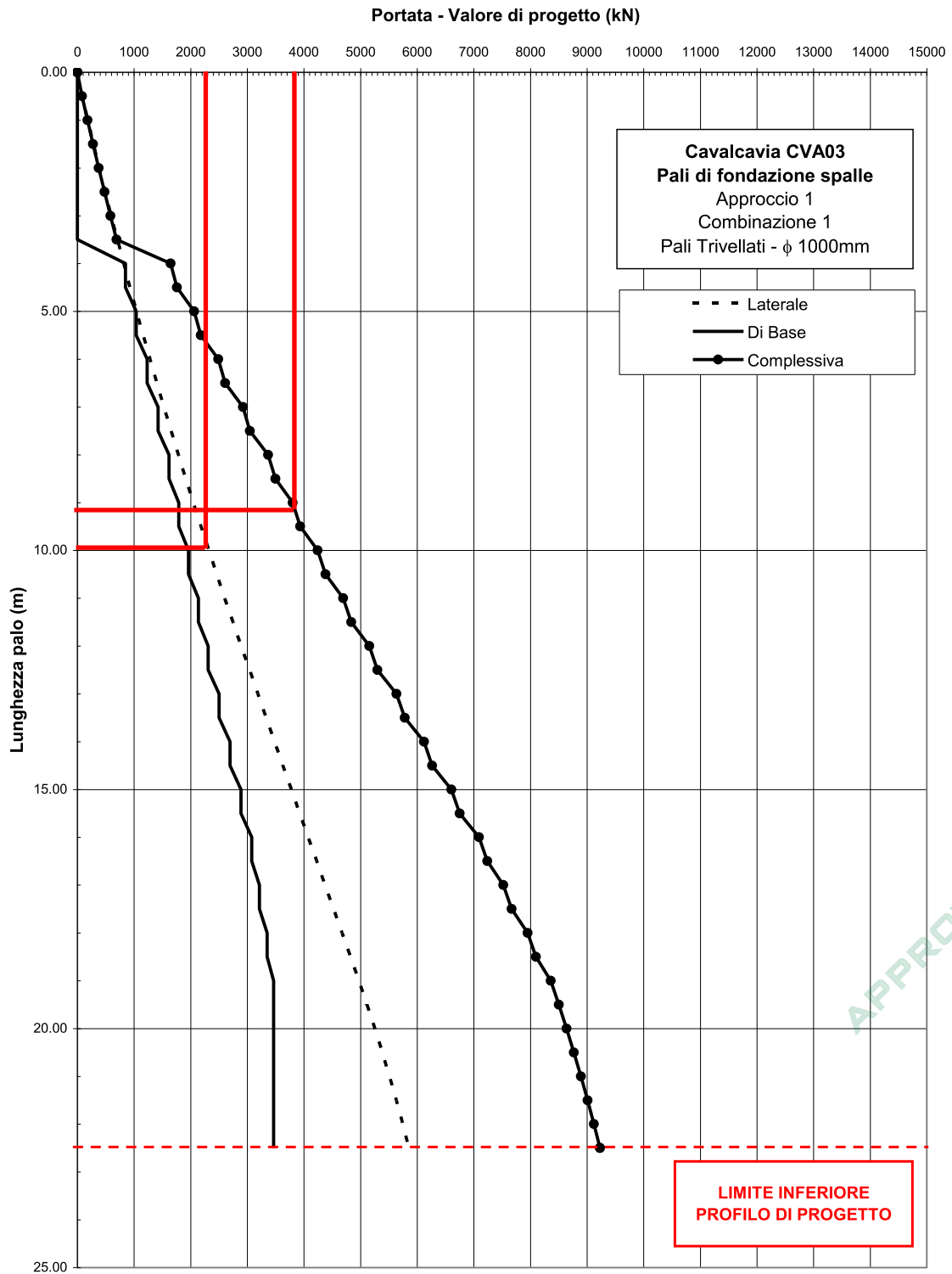
$2824.03 \times 0.80 = \mathbf{2259.22 \text{ kN}}$

Per la combinazione di esercizio, dato lo stato tensionale presente, il criterio che limita la pressione massima sui pali a 5 MPa risulta soddisfatto ($2824.03 \text{ kN} < 3925 \text{ kN}$)

Valori per la verifica utilizzando l'abaco della relazione geotecnica realizzato per la combinazione 2 (GEO):

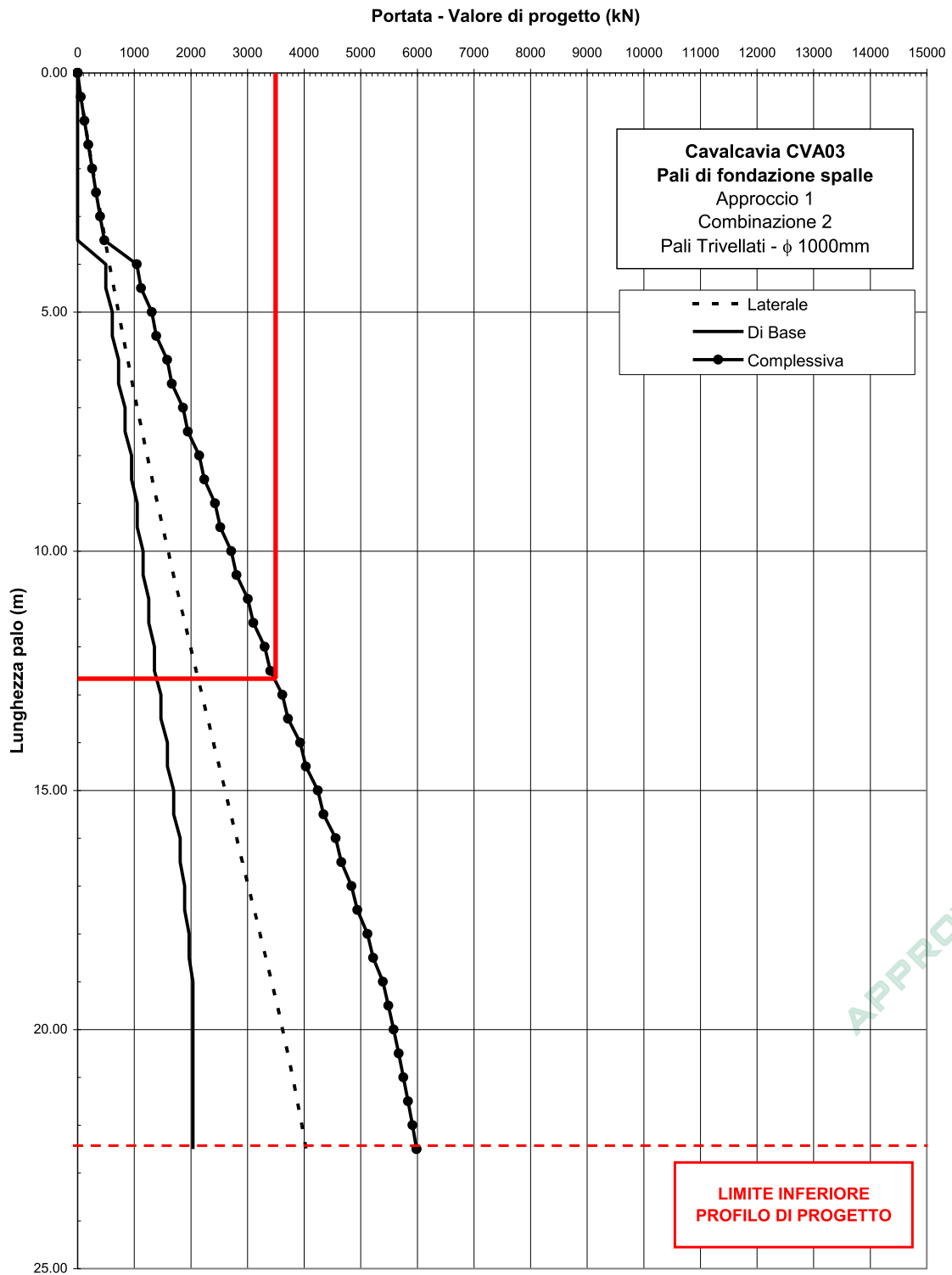
GEO: $N = 2931.3 \text{ kN} \times 1.1 = \mathbf{3224.43 \text{ kN}}$

SLV: $N = 3203.2 \text{ kN} \times 1.1 = \mathbf{3523.52 \text{ kN}}$




APPROVATO SDP

Figura 5: abaco per dimensionamento Combinazione 1 (STR)



APPROVATO SDP

Figura 6: abaco per dimensionamento Combinazione 2 (GEO)

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	73 di 138

Utilizzando gli abachi ricavati dalla relazione geotecnica, i pali necessitano di una lunghezza minima di 13 m. Tale valore è stato confermato anche dal progettista geotecnico. I pali di fondazione hanno quindi una lunghezza di 13 m.

9.3 Azioni interne nel palo e progetto armatura

In accordo a quanto riportato nella relazione geotecnica del Lotto 0A, si utilizzano i diagrammi dell'andamento del momento flettente e dell'azione tagliante nel palo, per le combinazioni considerate dimensionanti.

Nel seguito sono riportate le combinazioni N, V, M [kN; m]. Il taglio e il momento flettente sono stati valutati in due sezioni del palo, rispettivamente in testa al palo ed alla profondità indicata per ognuna delle combinazioni. Tale distinzione è utile al fine dell'ottimizzazione dell'armatura longitudinale e trasversale del palo di fondazione.

COMB.	N [kN]	V _{TESTA} [kN]	M _{TESTA} [kNm]	
STR	3184.1	857.6	1276	
STR	1429.3	857.6	1276	
STR	1004.6	679.8	997	
STR	965.8	658.4	964	
SLV	93.6	981	1660	
SLV	3027	981	1660	
SLV	83.1	949.8	1570	
SLV	2939.1	949.8	1570	

COMB.	N [kN]	V _{TESTA} [kN]	M _{prof} [kNm]	prof. [m]
STR	3263	857.6	350	4.0
STR	1508	857.6	350	4.0
STR	1084	679.8	250	4.0
STR	1045	658.4	250	4.0
SLV	173	981	450	4.0
SLV	3106	981	450	4.0
SLV	162	949.8	450	4.0
SLV	3018	949.8	450	4.0

APPROVATO SDP

COMB.	N [kN]	V _{TESTA} [kN]	V _{prof} [kNm]	prof. [m]
STR	3224	857.6	400	2.0
STR	1469	857.6	400	2.0
STR	1045	679.8	310	2.0
STR	1006	658.4	300	2.0
SLV	134	981	550	2.0
SLV	3067	981	550	2.0
SLV	123	949.8	520	2.0
SLV	2979	949.8	520	2.0

La verifica a presso-flessione del palo allo stato limite ultimo è condotta con il software "VCa-SLU" distribuito dal Prof. Gelfi.

Viene prevista un'armatura longitudinale costituita da due corone di 16 $\varnothing 26$ per i primi 2 m del palo di diametro 100 cm. Per i metri successivi (11 m) si dispone un'armatura longitudinale costituita da una corona di 16 $\varnothing 26$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: BDY01E-CVA03-palo 2 corone_Lima2

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

TITOLO : _____

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 16
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 16 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
12	5.31	0	-38
13	5.31	14.5	-35.1
14	5.31	26.9	-26.9
15	5.31	35.1	-14.5
16	5.31	38	0

Tipo Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Collegamenti

S.L.U. Metodo n

Carichi

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

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN 0
yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C **C25/30**

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210,000 N/mm² f_{cd} 14.11 ‰
 E_s/E_c 15 f_{c2}/f_{cd} 1 ‰
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6 N/mm²
 τ_{c1} 1.829 N/mm²

Calcoli

M_{xRd} 2,214 kNm
 σ_c -14.11 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 7.148 ‰
d 94 cm
x 30.9 x/d 0.3287
 δ 0.8509

Figura 7: verifica SLU palo (2 corone)

Verifica C.A. S.L.U. - File: BDY01E-CVA03-palo 1 corona_Lima2

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 16
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN
M xEd: 0 kNm
M yEd: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210,000 N/mm² f_{cd} 14.11 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6 N/mm²
 τ_{c1} 1.829 N/mm²

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-II

L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

Parametri di calcolo:

M xRd: 1,258 kNm
 σ_c : -14.11 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.283 ‰
 ϵ_s : 10 ‰
d: 94 cm
x: 23.24 x/d: 0.2472
 δ : 0.749

Figura 8: verifica SLU palo (1 corona)

Il momento resistente per le due configurazioni è pari a:

$$16 \varphi 26 + 16 \varphi 26: M_{Rd} = 2214 \text{ kNm}$$

$$16 \varphi 26: M_{Rd} = 1258 \text{ kNm}$$

Per la verifica a taglio si utilizza una procedura indicata nel Bollettino CEB nr. 137, allegato 5, studio di Paul Regan. Si analizza una sezione rettangolare equivalente con le seguenti caratteristiche:

$$b_e = 0.9 D$$

base equivalente

$$d_e = 0.45 D + 0.64 (d - D/2)$$

altezza equivalente

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

$$d = D - 2 \times \text{copriferro} = 88 \text{ cm}$$

$$b_e = 90 \text{ cm}$$

$$d_e = 69.32 \text{ cm}$$

$$h_e = 83.5 \text{ cm}$$


$$V_{max} = 981 \times 1.1 = 1079.1 \text{ kN}$$

taglio massimo per i primi 2 m di palo

$$V_{max} = 550 \times 1.1 = 605 \text{ kN}$$

taglio massimo per i successivi 11 m

Si dispongono staffe $\varphi 18 / 10$ sul lato esterno e $\varphi 18 / 60$ interni per i primi 2 m a partire da testa palo. Per i metri successivi si dispongono staffe $\varphi 18 / 20$ solo sul lato esterno.

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI11SVAX2000000200	A00	76 di 138

Il taglio resistente dovuto alla presenza staffe $\varnothing 18 / 10$ è pari a: 1242 kN

Il taglio resistente dovuto alla presenza staffe $\varnothing 18 / 20$ è pari a: 621 kN

Per il dettaglio relativo alle armature dei pali di fondazione si rimanda alle tavole del Progetto Esecutivo.

9.3.1 Verifica fessurazione e tensioni in esercizio

Sollecitazioni e calcolo per i primi 2 m di palo

	N [kN]	M [kNm]	fess. [mm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
COMBO	1257.8	941.6	0.16	-	-
FREQ	1217.7	906.4	0.15	-	-
FREQ	2288.9	856.9	0.07	-	-
Q.P.	1282.4	858	0.12	-9.28	138.1
Q.P.	1241.4	826.1	0.12	-8.94	132.6
Q.P.	2150.3	856.9	0.08	-9.44	92.7
RARA	1176.2	1016.4	-	-10.91	183.7
RARA	1133.5	981.2	-	-10.53	177.5
RARA	2582.9	1013.1	-	-11.17	107.7

Sollecitazioni e calcolo per i successivi 11 m di palo

	N [kN]	M [kNm]	fess. [mm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
COMBO	1257.8	231	0	-	-
FREQ	1217.8	221.1	0	-	-
FREQ	2288.9	207.9	0	-	-
Q.P.	1282.4	209	0	-3.1	1.7
Q.P.	1241.4	200.2	0	-3.0	1.4
Q.P.	2150.3	207.9	0	-4.06	<0
RARA	1176.2	250.8	-	-3.5	10.83
RARA	1133.5	242.0	-	-3.4	10.49
RARA	2582.9	249.7	-	-4.9	<0

L'apertura delle fessure è ovunque minore di 0.2 mm e quindi la verifica è soddisfatta.


I limiti per le tensioni in esercizio per le combinazioni RARA e QUASI PERMANENTE sono i seguenti:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 24.9 = 14.94 \text{ MPa (RARA)}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 24.9 = 11.20 \text{ MPa (Q.P.)}$$

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa}$$

Le verifiche delle tensioni in esercizio sono soddisfatte.

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 77 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

10 VERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRA DI FONDAZIONE

La verifica a punzonamento della piastra di fondazione viene effettuata in accordo a quanto stabilito al paragrafo 4.1.2.1.3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni con riferimento al Decreto Ministeriale 09-01-1996 per le formule di "comprovata validità" (paragrafo 4.2.2.5 D.M. 09-01-1996).

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 0.5 \times \pi \times 2500 \times 1500 \times 1.32 / 1000 = 7775 \text{ kN}$$

Dove:

u: è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a 45° fino al piano medio della lastra;

h: spessore della fondazione;

f_{ctd} : resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo ($R_{ck} = 35 \text{ MPa}$).

La massima azione di compressione sul palo è pari a 3480 kN. La verifica è quindi soddisfatta.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



11 SPALLA

L'ampliamento della spalla è stato progettato mantenendo sezioni mediamente maggiori o uguali a quelle della spalla esistente. Essendo le sollecitazioni per unità di lunghezza rimaste invariate rispetto a quelle che caratterizzano la spalla esistente non è necessario effettuare nuovamente il calcolo strutturale. Di fatti restano valide le verifiche di progetto della struttura esistente che per completezza vengono di seguito allegate.

11.1 Paraghiaia

Per il dimensionamento delle armature per il paraghiaia della spalla di appoggio dell'impalcato, si utilizza un foglio di calcolo, ampiamente testato, aderente alla normativa D.M. 14-01-2008, comprendendo anche le verifiche sismiche necessarie in base alla localizzazione geografica dell'opera.

Il sovraccarico dovuto al traffico veicolare a tergo del paraghiaia è stato valutato in accordo al paragrafo C5.1.3.3.7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008 con relativa Circolare esplicativa n. 617 del 02-02-2009. Il sovraccarico distribuito dovuto al traffico veicolare è pari a:

$$q = (600) \text{ kN} / (3.0 \text{ m} \times 2.2 \text{ m}) = 90.9 \text{ kN/m}^2$$

A questo valore si somma il contributo pari a 9 kN/m^2 .

Il sovraccarico distribuito di calcolo è quindi pari a 100 kN/m^2 .

Le sollecitazioni alla base del paraghiaia sono state calcolate con una procedura specifica, considerando un sovraccarico a tergo del paraghiaia di 100 kN/mq in accordo al paragrafo C5.1.3.3.7.1 delle NTC2008, separatamente dalle analisi geotecniche. Il modello di calcolo geotecnico, reperibile nella relazione geotecnica (doc. 1076804ROEC0ACVA04000400100A), è valido per il solo dimensionamento dei pali di fondazione.

CALCOLO MURI IN C.A.

TITOLO: PARAGHIAIA

PARAMETRI GEOMETRICI

Elevazione

H [m]	2.50	Altezza del terreno dall' estradosso della fondazione
DH [m]	0.00	Altezza del muro sopra il terreno
Htot [m]	2.50	Altezza totale del muro
p ant. [%]	0.00	Pendenza del paramento anteriore
p pos. [%]	0.00	Pendenza del paramento posteriore
Ss [m]	0.40	Spessore trasversale del muro in sommità all'elevazione
Sb [m]	0.40	Spessore trasversale del muro alla base dell'elevazione
Profond.	1.00	Profondità del tratto di struttura investigato

PARAMETRI SISMICI DEL TERRENO (D.M. 14-01-2008)

ag [g]	0.23	Accelerazione orizzontale del terreno
F _o	2.47	Valore massimo del fattore di amplif. dello spettro in acceler. orizz.
Cat. Suolo	B	Categoria del sottosuolo
Cat. Topogr.	T1	Coefficiente di amplificazione topografica
S _s	1.17	Coefficiente legato alla stratigrafia del suolo
S _T	1.00	Coefficiente legato alla topografia del sito
S	1.17	Coeff. che comprende effetto amplif. stratigr.(S _s) e amplif. topogr.(S _T)
β _m	0.31	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
a _{max} [g]	0.27	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
Kh	0.08	Coefficiente sismico orizzontale
Kv	0.04	Coefficiente sismico verticale
θ1 [°]	4.95	arctg [Kh / (1-Kv)]
θ2 [°]	4.56	arctg [Kh / (1+Kv)]

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

P [kN/mc]	20.00	Peso specifico del terreno
fi [°]	38.00	Angolo di attrito interno del terreno adiacente elevazione
fi t [°]	38.00	Angolo di attrito interno del terreno di fondazione
fi ass[°]	38.00	Angolo di attrito assunto per calcolo spinte
c att	0.78	Coefficiente di attrito fondazione - terreno
c' [kN/mc]	0.000	Coesione efficace del terreno
cu [kN/mc]	0.00	Coesione in condizioni non drenate del terreno
γ c' (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione efficace (Combinazione STR)
γ c' (M2)	1.250	Coeff. di sicurezza per coesione efficace (Combinazione GEO)
γ cu (M0)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione EQU)
γ cu (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione STR)
γ cu (M2)	1.400	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione GEO)
a [°]	0.00	Angolo di inclinazione del versante a tergo del muro
q [°]	4.95	Angolo per valutazione dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche
ric [m]	0.00	Ricoprimento della parte anteriore della fondazione
Kr	0.00	Coefficiente di riduzione della spinta passiva
β [°]	0.00	Angolo di inclinazione del muro lato terreno
γ φ' (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per tangente angolo attrito (Combinazione STR)
γ φ' (M2)	1.250	Coeff. di sicurezza per tangente angolo attrito (Combinazione GEO)
K0	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni SLE-SISMA
K0 EQU	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni EQU
K0 STR	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni STR
K0 GEO	0.470	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni GEO
K0,s	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni SLE-SISMA
K0,s EQU	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni EQU
K0,s STR	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni STR
K0,s GEO	0.470	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni GEO
Kp	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. SLE-SISMA
Kp EQU	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. EQU
Kp STR	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. STR
Kp GEO	0.470	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. GEO
Kp,s	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni SLE-SISMA
Kp,s EQU	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni EQU
Kp,s STR	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni STR
Kp,s GEO	0.470	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni GEO
Kpr	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni SLE-SISMA
Kpr EQU	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni EQU
Kpr STR	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni STR

Kpr GEO 0.000 Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni GEO

CARICHI ACCIDENTALI

qp [KN/mq]	0.00	Sovraccarico permanente a tergo del muro
d1 [m]	0.00	Quota del baric. sovrac. perm. dalla quota testa elev.
N p [t]	0.00	Forza verticale permanente in testa al muro
d2 [m]	0.00	Quota del baric. forza vert. perm. dalla quota testa elev.
q [KN/mq]	100.00	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	100.00	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	0.00	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	0.00	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	0.00	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	0.00	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	0.00	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	0.00	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

AZIONI INDOTTE DAL PESO PROPRIO, TERRENO, ACQUA E CARICHI ACCIDENTALI

Condizioni di carico

Fv [kN] :	Azione vert. dovuta al peso proprio e al carico applicato sul muro
Mg (Fv) [kNm] :	Mom. flett. alla base dell'elev. o al baric. della fondaz. a seconda dei casi
Mr (Fv) [kNm] :	Mom. flett. rispetto al punto di ribaltamento della fondazione
Fh [kN] :	Forza orizz. dovuta alla spinta del terr. e alla presenza dei carichi applicati
Fhs [kN] :	Forza orizz. dovuta agli increm. sism. della spinta del terr. + carichi appl.
Mg [kNm] :	Momento flett. dovuto alle azioni orizz.
Mgs [kNm] :	Momento flett. dovuto all'incremento sismico
Mr [tkNm] :	Momento flett. dovuto alle azioni orizz.
Mrs [kNm] :	Momento flett. dovuto all'incremento sismico
Fi h [kN] :	Forza d'inerzia orizzontale, considerata nelle combinazioni sismiche
Fi v [kN] :	Forza d'inerzia verticale, considerata nelle combinazioni sismiche
Mg i [kNm] :	Mom. flett. base elev. o baric. fondaz. dovuto a forze inerzia
Mr i [kNm] :	Mom. flett. ribaltamento dovuto a forze inerzia

p.p.	Peso proprio
t. post.	Terreno a tergo dell'elevazione
t. ant.	Terreno a valle dell'elevazione
q perm.	Sovraccarico permanente
Np, Vp, Mp	Azioni in testa muro permanenti
q acc.	Sovraccarico accidentale
N, V, M acc.	Azioni in testa muro accidentali

		SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.
p.p.	Fv	25.00	25.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	2.08	2.08

APPROVATO SDP

	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	2.59	2.59
	Mr i	0.00	0.00
t. post.	Fv	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	24.02	24.02
	Fhs	10.38	10.38
	Mg	20.02	20.02
	Mgs	12.97	12.97
	Mr	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00
	t. ant.	Fv	0.00
Mg()		0.00	0.00
Mr()		0.00	0.00
Fh		0.00	0.00
Fhs		0.00	0.00
Mg		0.00	0.00
Mgs		0.00	0.00
Mr		0.00	0.00
Mrs		0.00	0.00
Fi h		0.00	0.00
Fi v		0.00	0.00
Mg i		0.00	0.00
Mr i		0.00	0.00
q perm.		Fv	0.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00
	Np, Vp, Mp	Fv	0.00
Mg()		0.00	0.00
Mr()		0.00	0.00
Fh		0.00	0.00
Fhs		0.00	0.00
Mg		0.00	0.00
Mgs		0.00	0.00
Mr		0.00	0.00
Mrs		0.00	0.00
Fi h		0.00	0.00

APPROVATO SDP

	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00
q acc.	Fv	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	96.08	96.08
	Fhs	20.75	20.75
	Mg	120.11	120.11
	Mgs	25.94	25.94
	Mr	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00
N, M, V acc.	Fv	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00

COMBINAZIONI DI CARICO

Coefficienti γ_i di moltiplicazione delle azioni in accordo al D.M. 14-01-2008:

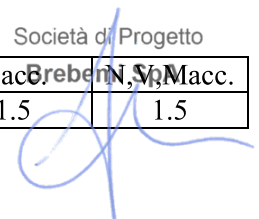
CARICHI	EFFETTO	COEFF. PARZIALE	SLE-SISMA	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
PERMANENTI	Favorevole	γ_{G1}	1.00	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole			1.10	1.30	1.00
PERMANENTI NON STRUTT.	Favorevole	γ_{G2}	1.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole			1.50	1.50	1.30
VARIABILI	Favorevole	γ_{Q1}	1.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole			1.50	1.50	1.30

Coefficienti ψ_i di moltiplicazione delle azioni in accordo al D.M. 14-01-2008:

ψ_0	1	Combinazione caratteristica (rara) e fondamentale (SLU)
ψ_1	1	Combinazione frequente
ψ_2	0.2	Combinazione sismica e quasi permanente (Q.P.)

Società di Progetto

Comb.	p.p.	t. post.	t. ant.	q perm.	N p	q acc.	N, S, Macc.
1-STR-BE	1.3	1.3	1	1.3	1.3	1.5	1.5



2-STR-BE	1	1.3	1	1.3	1	1.5	1.5
3-TA-RARA-BE	1	1	1	1	1	1	1
4-TA-FREQ-BE	1	1	1	1	1	1	1
5-SISMA-BE	1	1	1	1	1	1	1
6-TA-Q.P.-BE	1	1	1	1	1	1	1

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]	M _{stab} [kNm]
1	STR	BE	32.5	206.2	0.0	175.4	0.0
2	STR	BE	25.0	206.2	0.0	175.4	0.0
3	TA-RARA	BE	25.0	140.1	0.0	120.1	0.0
4	TA-FREQ	BE	25.0	140.1	0.0	120.1	0.0
5	SISMA	BE	25.0	64.8	0.0	59.8	0.0
6	TA-Q.P.	BE	25.0	44.0	0.0	43.2	0.0

SOLLECITAZIONI NELLE SEZIONI IN ELEVAZIONE

Base elevazione

	STR Comb. 1	STR Comb. 2	TA-RARA Comb. 3	TA-FREQ Comb. 4	SISMA Comb. 5	TA-Q.P. Comb. 6
N [kN]	32.5	25.0	25.0	25.0	25.0	25.00
M [kNm]	206.2	206.2	140.1	140.1	64.8	44.04
V [kN]	175.4	175.4	120.1	120.1	59.8	43.24

L'armatura del parapagliaia è costituita da barre ϕ 16 / 10 con ripartitori in direzione longitudinale ϕ 12 / 20. Non è prevista armatura a taglio.

M_X --- V_Y

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione M_X positiva)

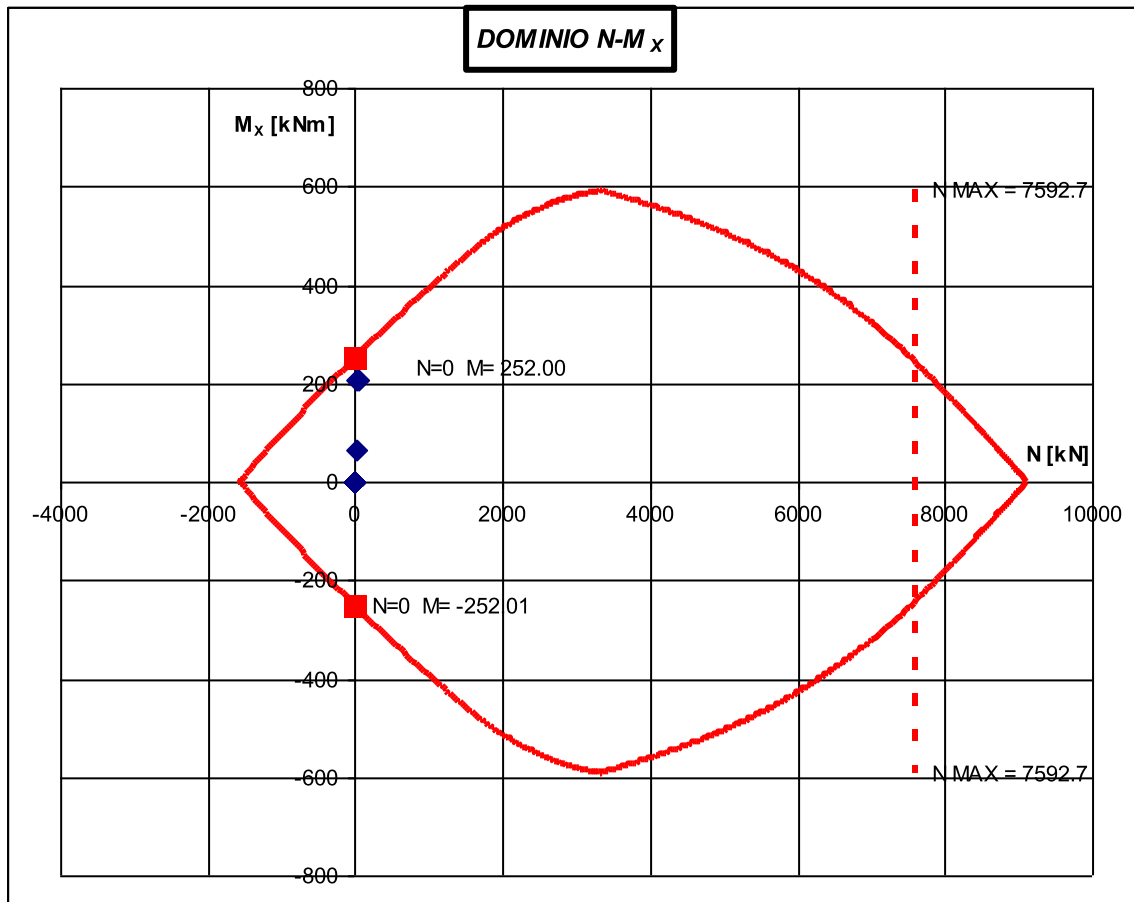
d _l	=	16	mm	Diametro ferri prima fila
c _l	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i _l	=	10.00	cm	Interasse ferri prima fila
As _l	=	20.11	cmq	Area acciaio ferri prima fila
As	=	20.11	cmq	Area acciaio in zona tesa

Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione M_X positiva)

d _l	=	16	mm	Diametro ferri prima fila
c _l	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i _l	=	10.00	cm	Interasse ferri prima fila
As' _l	=	20.11	cmq	Area acciaio ferri prima fila
As'	=	20.11	cmq	Area acciaio in zona compressa

Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX SF MIN
1	COMBO 1	32.50	206.18	175.35	1.25
2	COMBO 2	25.00	206.18	175.35	1.24
3	COMBO 3	25.00	64.79	59.84	3.95



Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:

Effetto positivo della compressione sul taglio: SI

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: SI

Tipo di verifica a taglio: Elemento NON armato a taglio.

Verifica a taglio (V_Y)

V_{Sd Y} = 175 kN

V_{Rd Y} = 196 kN

SF = 1.12

APPROVATO SDP

Caratteristiche dei materiali

Rck	=	40	MPa	resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo
Ec	=	33643	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
Acciaio B 450 C saldabile				
Es	=	210000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
n	=	15		coefficiente di omogeneizzazione

Tensioni ammissibili

sigma c amm	=	12.25	MPa	tensione ammissibile del cls a compressione
tau c0	=	0.73	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura
tau c1	=	2.11	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura
fctm	=	3.10	MPa	tensione media ammissibile nel cls a trazione
fcfm	=	3.72	MPa	tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione
sigma s amm	=	255	MPa	tensione ammissibile dall'acciaio
tau b	=	2.20	MPa	tensione tangenziale di aderenza delle barre

Caratteristiche geometriche

Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	40	cm	altezza
A cls	=	4000	cmq	area di cls

Armatura in zona tesa

d1	=	16	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	10.00	cm	interasse ferri prima fila
As1	=	20.11	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	interasse ferri seconda fila
As2	=	0.00	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As	=	20.11	cmq	area acciaio in zona tesa

Armatura in zona compressa

d1	=	16	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	10.00	cm	interasse ferri prima fila
As'1	=	20.11	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As'	=	20.11	cmq	area di acciaio in zona compressa

Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls

Ai	=	4603	cmq	area
S*i sup	=	92064	cmc	momento statico superiore
ygi sup	=	20.00	cm	posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore
Ji	=	638432.4253	cm ⁴	momento di inerzia
Wi sup	=	31922	cmc	momento resistente superiore

APPROVATO SDP

 Società di Progetto
Brebemi SpA



Wi inf = 31922 cmc momento resistente inferiore

Sollecitazioni

N = 0.00 KN azione assiale (positiva se di compressione)

M = 140.12 KNm azione flettente

T = 0.00 KN azione tagliante

Verifica tensioni in esercizio

N = 0.00 KN

M = 140.12 KNm

e = 0.00 cm

yn = 10.63 cm posizione asse neutro da lembo superiore

yg sup = 10.63 cm posizione del baricentro della sezione parzializzata

S* yg = 6806.59 cmc momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata

Ji = 198095.50 cm⁴ momento di inerzia della sezione parzializzata

sigma c max = 7.52 MPa Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta

sigma s max = 239.5 MPa Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta

sigma s min = MPa

sigma s' min = -40.7 MPa Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta

sigma s' max = MPa

Verifica a fessurazione

N = 0.00 KN azione assiale

M = 140.12 KNm azione flettente

N/M = 0.00 1/m rapporto fra azione assiale e flettente

Nf = 0.00 KN azione assiale per formazione fessure

Mf = 98.96 KNm azione flettente per formazione fessure

sigma sf = 169.1 MPa tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure

yn f = 10.63 cm posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure

Il momento di formazione delle fessure è minore del momento sollecitante è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure

Nfa = 0.00 KN azione assiale per apertura fessure

Mfa = 118.75 KNm azione flettente per apertura fessure

sigma sfa = 202.9 MPa tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure

yn fa = 10.63 cm posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure

c' = 6.0 cm copriferro minimo da normativa per armatura in zona tesa

beta = 1.7

beta 1 = 1.0

beta 2 = 0.5 1,0 carichi di breve durata - 0,5 carichi di lunga durata o ciclici

k 2 = 0.4 0,4 barre ad aderenza migliorata

k 3 = 0.125 0,125 asse neutro all'interno della sezione

num s = 10.0 numero di ferri in zona tesa

s = 10.00 cm passo dell'armatura in zona tesa

d max = 16 mm diametro massimo dell'armatura in zona tesa

d min = 16 mm diametro minimo dell'armatura in zona tesa

c = 6.00 cm copriferro armatura in zona tesa

dist = 0.00 cm distanza fra le file di barre in zona tesa

yn ff = 20.00 cm posizione asse neutro in stadio non fessurato

B eff = 100 cm base della sezione di cls efficace - limitazione = n-ferri * 14 * d max


H eff = 10.00 cm altezza della sezione di cls efficace

A cls eff = 1000 cmq area efficace di cls

ro s = 0.0201 rapporto area di acciaio e area efficace di cls

s rm = 17.98 cm distanza fra le fessure

e sm = 0.00073 deformazione media delle barre fra le fessure

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 87 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

wk = 0.223 mm apertura delle fessure
 c/c' = 1.000 rapporto fra copriferro reale e copriferro minimo da normativa
 wk' = 0.223 mm apertura delle fessure corretto secondo c/c'

L'apertura massima delle fessure è minore di 0.3 mm: la verifica è quindi soddisfatta.

APPROVATO SDP

11.2 Sottostrutture

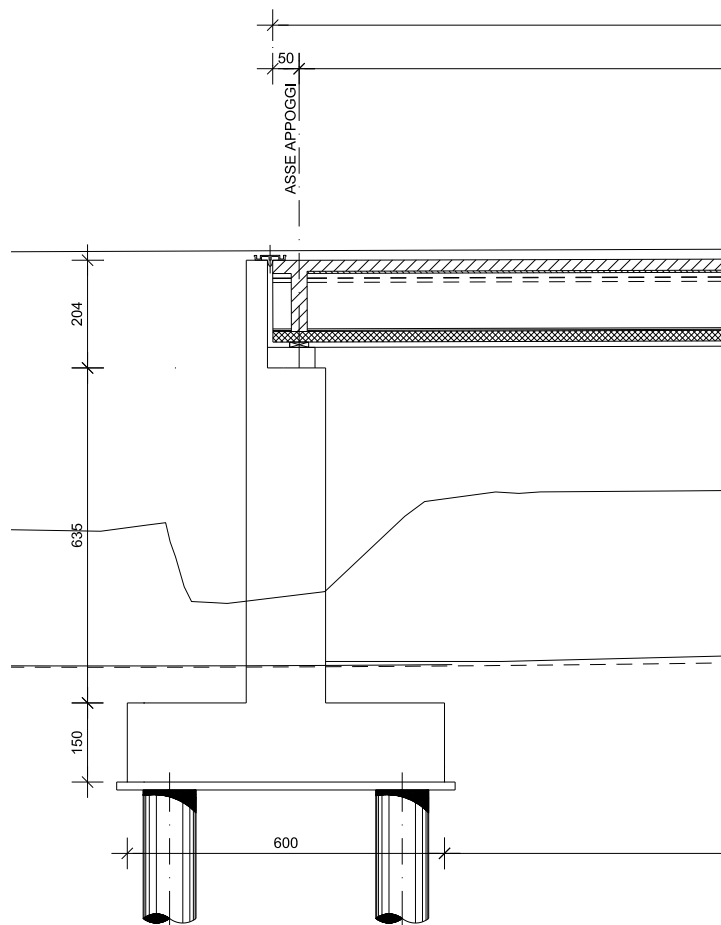
Società di Progetto
Brebemi SpA



Le spalle dell'impalcato sono costituite da un muro a mensola con fondazione costituita da una piastra in calcestruzzo armato larga 6 m fondata su pali di diametro 1 m, come già visto nel paragrafo precedente.

Il progetto della spalla ha previsto il dimensionamento dell'armatura per la base dell'elevazione e per gli aggetti anteriore e posteriore della piastra di fondazione.

Il progetto delle sottostrutture è stato condotto in accordo a quanto previsto dall'Approccio 1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008.




APPROVATO SDP

Figura 9: spalla dell'impalcato

La modellazione della spalla dell'impalcato non prevede la presenza del paraghiaia. Ai fini del calcolo strutturale, le azioni dovute al peso del paraghiaia, alla spinta del terreno a tergo del paraghiaia e alla spinta del sovraccarico accidentale sono state calcolate a parte ed inserite come azioni in testa alla sottostruttura.

Si assume un'altezza del paraghiaia di 2.0 m per uno spessore di 0.4 m. Il peso proprio del paraghiaia, per un tratto di struttura di 1.0 m, è pari a:

$$2.0 \times 0.4 \times 1 \times 25 = 20 \text{ kN}$$

	Doc. N. 65479-SVAX2-A00.doc.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000200	REV. A00	FOGLIO 89 di 138
--	-------------------------------------	---	-------------	---------------------

La spinta del terreno a tergo del paraghiaia, con un terreno con peso specifico di 20 kN/m^3 ed un angolo di attrito di 38° ($k_0 = 0.384$), è pari a:

$$0.5 \times 20 \times 2^2 \times 0.384 = 15.36 \text{ kN} \quad \text{si assume: } 15.5 \text{ kN}$$

Il momento ribaltante rispetto alla base del paraghiaia è pari a:

$$M = 15.5 \times 2/3 = 10.33 \text{ kNm} \quad \text{si assume: } 10.5 \text{ kNm}$$

Il sovraccarico accidentale da traffico per lo studio delle sottostrutture è dovuto allo schema di traffico n°1 distribuito sulla larghezza effettiva di carico, considerando l'effetto di ripartizione garantito dalla sottostruttura.

$$q = (600 + 400 + 200) \text{ kN} / (9.0 \text{ m} \times 2.2 \text{ m}) = 60.7 \text{ kN/m}^2$$

L'azione orizzontale alla base del paraghiaia è pari a:

$$0.384 \times 60.7 \times 2 = 46.8 \text{ kN}$$

Il momento ribaltante alla base del paraghiaia è pari a:


$$46.8 \text{ kN} \times 2 \text{ m} / 2 = 46.8 \text{ kNm}$$

Per il calcolo delle azioni interne nelle sezioni caratteristiche delle sottostrutture, il carico accidentale dovuto al traffico veicolare è stato "diffuso" fino alla base del paraghiaia su un'altezza di 2.0 m. Le tre corsie di carico standard che caratterizzano lo schema di carico n°1 hanno ampiezza di 9.0 m. Considerando una diffusione a 30° nel terreno a tergo della spalla, si ottiene un sovraccarico accidentale pari a:

$$q = (600 + 400 + 200) \text{ kN} / [(9.0 \text{ m} + 2 \times 2 \text{ m} \times \tan(30^\circ)) \times 2.2 \text{ m}] = 48.3 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo delle azioni interne nelle sezioni caratteristiche delle spalle A e B è stato effettuato analizzando 1 m di struttura fuori piano.

APPROVATO SDP

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI1SVAX2000000200	A00	90 di 138

11.2.1 Base elevazione

Per il progetto della base dell'elevazione sono state considerate 5 situazioni di progetto:

- 1) Carichi permanenti + massimo traffico
- 2) Carichi permanenti + minimo traffico
- 3) Carichi permanenti + frenatura + traffico al 75%
- 4) Carichi permanenti + sisma SLV + traffico al 20%
- 5) Carichi permanenti + sisma SLD + traffico al 20%

Per il calcolo delle sollecitazioni alla base dell'elevazione è stato utilizzato un foglio di calcolo automatico per i muri di sostegno, per le 5 situazioni progettuali.

CALCOLO MURI IN C.A.

TITOLO: SPALLA IN C.A.

PARAMETRI GEOMETRICI

Elevazione

H [m]	6.50	Altezza del terreno dall' estradosso della fondazione
DH [m]	0.00	Altezza del muro sopra il terreno
Htot [m]	6.50	Altezza totale del muro
p ant. [%]	0.00	Pendenza del paramento anteriore
p pos. [%]	0.00	Pendenza del paramento posteriore
Ss [m]	1.50	Spessore trasversale del muro in sommità all'elevazione
Sb [m]	1.50	Spessore trasversale del muro alla base dell'elevazione
Profond.	1.00	Profondità del tratto di struttura investigato

Fondazione

L [m]	6.00	Larghezza trasversale della fondazione
H [m]	1.50	Altezza del plinto di fondazione
Post [m]	2.25	Sbalzo a monte della fondazione
Ant [m]	2.25	Sbalzo a valle della fondazione

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

P [kN/mc]	20.00	Peso specifico del terreno
fi [°]	38.00	Angolo di attrito interno del terreno adiacente elevazione
fi t [°]	38.00	Angolo di attrito interno del terreno di fondazione
fi ass [°]	38.00	Angolo di attrito assunto per calcolo spinte
c att	0.78	Coefficiente di attrito fondazione - terreno
$\gamma c'$ (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione efficace (Combinazione STR)
$\gamma c'$ (M2)	1.250	Coeff. di sicurezza per coesione efficace (Combinazione GEO)
γcu (M0)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione EQU)
γcu (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione STR)
γcu (M2)	1.400	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione GEO)
a [°]	0.00	Angolo di inclinazione del versante a tergo del muro
q [°]	4.95	Angolo per valutazione dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche
ric [m]	0.00	Ricoprimento della parte anteriore della fondazione
Kr	0.00	Coefficiente di riduzione della spinta passiva
β [°]	0.00	Angolo di inclinazione del muro lato terreno

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA


$\gamma \phi'$ (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per tangente angolo attrito (Combinazione STR)
$\gamma \phi'$ (M2)	1.250	Coeff. di sicurezza per tangente angolo attrito (Combinazione GEO)
K0	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni SLE-SISMA
K0 EQU	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni EQU
K0 STR	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni STR
K0 GEO	0.470	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni GEO
K0,s	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni SLE-SISMA
K0,s EQU	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni EQU
K0,s STR	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni STR
K0,s GEO	0.470	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni GEO
Kp	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. SLE-SISMA
Kp EQU	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. EQU
Kp STR	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. STR
Kp GEO	0.470	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. GEO
Kp,s	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni SLE-SISMA
Kp,s EQU	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni EQU
Kp,s STR	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni STR
Kp,s GEO	0.470	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni GEO
Kpr	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni SLE-SISMA
Kpr EQU	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni EQU
Kpr STR	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni STR
Kpr GEO	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni GEO

CARICHI PERMANENTI

qp [kN/mq]	40.00	Sovraccarico permanente a tergo del muro
d1 [m]	0.00	Quota del baric. sovrac. perm. dalla quota testa elev.
N p [t]	23.77	Forza verticale permanente in testa al muro
d2 [m]	0.00	Quota del baric. forza vert. perm. dalla quota testa elev.
T p [kN]	15.50	Forza orizzontale permanente in testa al muro (positiva se da monte verso valle)
M p [kNm]	10.50	Momento flettente permanente in testa al muro (positivo se instabilizzante)

AZIONI INDOTTE DAL PESO PROPRIO, TERRENO, ACQUA E CARICHI ACCIDENTALI

Condizioni di carico

Fv [kN] :	Azione vert. dovuta al peso proprio e al carico applicato sul muro
Mg (Fv) [kNm] :	Mom. flett. alla base dell'elev. o al baric. della fondaz. a seconda dei casi
Mr (Fv) [kNm] :	Mom. flett. rispetto al punto di ribaltamento della fondazione
Fh [kN] :	Forza orizz. dovuta alla spinta del terr. e alla presenza dei carichi applicati
Fhs [kN] :	Forza orizz. dovuta agli increm. sism. della spinta del terr. + carichi appl.
Mg [kNm] :	Momento flett. dovuto alle azioni orizz. e al momento flett. in testa al muro
Mgs [kNm] :	Momento flett. dovuto all'incremento sismico
Mr [tkNm] :	Momento flett. dovuto alle azioni orizz. e al momento flett. in testa al muro
Mrs [kNm] :	Momento flett. dovuto all'incremento sismico
Fi h [kN] :	Forza d'inerzia orizzontale, considerata nelle combinazioni sismiche
Fi v [kN] :	Forza d'inerzia verticale, considerata nelle combinazioni sismiche
Mg i [kNm] :	Mom. flett. base elev. o baric. fondaz. dovuto a forze inerzia
Mr i [kNm] :	Mom. flett. ribaltamento dovuto a forze inerzia

p.p.	Peso proprio
t. post.	Terreno a tergo dell'elevazione
t. ant.	Terreno a valle dell'elevazione
q perm.	Sovraccarico permanente
Np, Vp, Mp	Azioni in testa muro permanenti
q acc.	Sovraccarico accidentale

N, V, M acc.

Azioni in testa muro accidentali

PARAMETRI SISMICI DEL TERRENO (D.M. 14-01-2008) – SISMA SLV

ag [g]	0.23	Accelerazione orizzontale del terreno
F _o	2.47	Valore massimo del fattore di amplif. dello spettro in acceler. orizz.
Cat. Suolo	B	Categoria del sottosuolo
Cat. Topogr.	T1	Coefficiente di amplificazione topografica
S _s	1.17	Coefficiente legato alla stratigrafia del suolo
S _T	1.00	Coefficiente legato alla topografia del sito
S	1.17	Coeff. che comprende effetto amplif. stratigr.(S _s) e amplif. topogr.(S _T)
β _m	0.31	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
a _{max} [g]	0.27	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
Kh	0.08	Coefficiente sismico orizzontale
Kv	0.04	Coefficiente sismico verticale
θ1 [°]	4.95	arctg [Kh / (1-Kv)]
θ2 [°]	4.56	arctg [Kh / (1+Kv)]

PARAMETRI SISMICI DEL TERRENO (D.M. 14-01-2008) – SISMA SLD

ag [g]	0.10	Accelerazione orizzontale del terreno
F _o	2.41	Valore massimo del fattore di amplif. dello spettro in acceler. orizz.
Cat. Suolo	B	Categoria del sottosuolo
Cat. Topogr.	T1	Coefficiente di amplificazione topografica
S _s	1.20	Coefficiente legato alla stratigrafia del suolo
S _T	1.00	Coefficiente legato alla topografia del sito
S	1.20	Coeff. che comprende effetto amplif. stratigr.(S _s) e amplif. topogr.(S _T)
β _m	0.24	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
a _{max} [g]	0.12	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
Kh	0.03	Coefficiente sismico orizzontale
Kv	0.01	Coefficiente sismico verticale
θ1 [°]	1.72	arctg [Kh / (1-Kv)]
θ2 [°]	1.67	arctg [Kh / (1+Kv)]

APPROVATO SDP

STR ; SLV		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
p.p.	Fv	243.75	243.75	121.88	121.88
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	20.23	20.23	10.12	10.12
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	65.76	65.76	16.44	16.44
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
t. post.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	162.38	162.38	40.60	40.60
	Fhs	70.14	70.14	17.53	17.53
	Mg	351.83	351.83	43.98	43.98
	Mgs	227.95	227.95	28.49	28.49
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
t. ant.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
q perm.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	99.93	99.93	49.96	49.96
	Fhs	21.58	21.58	10.79	10.79
	Mg	324.77	324.77	81.19	81.19
	Mgs	70.14	70.14	17.53	17.53
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00

APPROVATO SDP

	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
Np, Vp, Mp	Fv	237.70	237.70	237.70	237.70
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	15.50	15.50	15.50	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	111.25	111.25	50.38	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	19.73	19.73	19.73	19.73
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	128.25	128.25	64.12	64.12
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00

STR ; SLD		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
p.p.	Fv	243.75	243.75	121.88	121.88
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	7.23	7.23	3.62	3.62
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	23.50	23.50	5.87	5.87
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
	t. post.	Fv	0.00	0.00	0.00
Mg()		0.00	0.00	0.00	0.00
Mr()		0.00	0.00	0.00	0.00
Fh		162.38	162.38	40.60	40.60
Fhs		25.07	25.07	6.27	6.27
Mg		351.83	351.83	43.98	43.98
Mgs		81.46	81.46	10.18	10.18
Mr		0.00	0.00	0.00	0.00
Mrs		0.00	0.00	0.00	0.00
Fi h		0.00	0.00	0.00	0.00
Fi v		0.00	0.00	0.00	0.00
Mg i		0.00	0.00	0.00	0.00
Mr i		0.00	0.00	0.00	0.00
t. ant.		Fv	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00

APPROVATO SDP

	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
q perm.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	99.93	99.93	49.96	49.96
	Fhs	7.71	7.71	3.86	3.86
	Mg	324.77	324.77	81.19	81.19
	Mgs	25.07	25.07	6.27	6.27
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Np, Vp, Mp	Fv	237.70	237.70	237.70
Mg()		0.00	0.00	0.00	0.00
Mr()		0.00	0.00	0.00	0.00
Fh		15.50	15.50	15.50	0.00
Fhs		0.00	0.00	0.00	0.00
Mg		111.25	111.25	50.38	0.00
Mgs		0.00	0.00	0.00	0.00
Mr		0.00	0.00	0.00	0.00
Mrs		0.00	0.00	0.00	0.00
Fi h		7.05	7.05	7.05	7.05
Fi v		0.00	0.00	0.00	0.00
Mg i		45.83	45.83	22.92	22.92
Mr i		0.00	0.00	0.00	0.00

APPROVATO SDP

CARICHI ACCIDENTALI*SITUAZIONE 1*

q [KN/mq]	48.30	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	48.30	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	46.80	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	145.75	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	46.80	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	145.75	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

CARICHI ACCIDENTALI*SITUAZIONE 2*

q [KN/mq]	48.30	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	48.30	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	46.80	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	-10.21	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	46.80	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	-10.21	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

CARICHI ACCIDENTALI*SITUAZIONE 3*

q [KN/mq]	48.30	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	48.30	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	77.96	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	109.31	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	77.96	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	109.31	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

CARICHI ACCIDENTALI*SITUAZIONE 4*

q [KN/mq]	48.30	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	48.30	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	154.19	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	29.15	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	154.19	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	29.15	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

CARICHI ACCIDENTALI*SITUAZIONE 5*

q [KN/mq]	9.66	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	9.66	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	95.35	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	29.15	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	95.35	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	29.15	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

APPROVATO SDP

		1				2			
		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m	B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
q acc.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	120.66	120.66	60.33	60.33	120.66	120.66	60.33	60.33
	Fhs	26.06	26.06	13.03	13.03	26.06	26.06	13.03	13.03
	Mg	392.16	392.16	98.04	98.04	392.16	392.16	98.04	98.04
	Mgs	84.69	84.69	21.17	21.17	84.69	84.69	21.17	21.17
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N, M, V acc.	Fv	145.75	145.75	145.75	145.75	-10.21	-10.21	-10.21	-10.21
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	46.80	46.80	46.80	46.80	46.80	46.80	46.80	46.80
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	351.00	351.00	198.90	198.90	351.00	351.00	198.90	198.90
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

		3				4			
		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m	B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
q acc.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	120.66	120.66	60.33	60.33	120.66	120.66	60.33	60.33
	Fhs	26.06	26.06	13.03	13.03	26.06	26.06	13.03	13.03
	Mg	392.16	392.16	98.04	98.04	392.16	392.16	98.04	98.04
	Mgs	84.69	84.69	21.17	21.17	84.69	84.69	21.17	21.17
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fv	109.31	109.31	109.31	109.31	29.15	29.15	29.15	29.15
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	77.96	77.96	77.96	77.96	154.19	154.19	154.19	154.19
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	553.56	553.56	300.18	300.18	1049.04	1049.04	547.92	547.92

N, M, V acc.	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

		5			
		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
q acc.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	24.13	24.13	12.07	12.07
	Fhs	1.86	1.86	0.93	0.93
	Mg	78.43	78.43	19.61	19.61
	Mgs	6.05	6.05	1.51	1.51
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
	N, M, V acc.	Fv	29.15	29.15	29.15
Mg()		0.00	0.00	0.00	0.00
Mr()		0.00	0.00	0.00	0.00
Fh		95.35	95.35	95.35	95.35
Fhs		0.00	0.00	0.00	0.00
Mg		666.58	666.58	356.69	356.69
Mgs		0.00	0.00	0.00	0.00
Mr		0.00	0.00	0.00	0.00
Mrs		0.00	0.00	0.00	0.00
Fi h		0.00	0.00	0.00	0.00
Fi v		0.00	0.00	0.00	0.00
Mg i		0.00	0.00	0.00	0.00
Mr i		0.00	0.00	0.00	0.00

APPROVATO SDP

COMBINAZIONI DI CARICO

Coefficienti γ_i di moltiplicazione delle azioni in accordo al D.M. 14-01-2008:

CARICHI	EFFETTO	COEFF. PARZIALE	SLE-SISMA	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
PERMANENTI	Favorevole	γ_{G1}	1.00	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole			1.10	1.30	1.00
PERMANENTI NON STRUTT.	Favorevole	γ_{G2}	1.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole			1.50	1.50	1.30
VARIABILI	Favorevole	γ_{Q1}	1.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole			1.50	1.50	1.30

Coefficienti ψ_i di moltiplicazione delle azioni in accordo al D.M. 14-01-2008:

ψ_0	1	Combinazione caratteristica (rara) e fondamentale (SLU)
ψ_1	1	Combinazione frequente
ψ_2	0.2	Combinazione sismica e quasi permanente (Q.P.)

Comb.	p.p.	t. post.	t. ant.	q perm.	N p	q acc.	N,V,Macc.
1-STR-BE	1.3	1.3	1	1.3	1.3	1.5	1.5
2-STR-BE	1	1.3	1	1.3	1	1.5	1.5
3-TA-RARA-BE	1	1	1	1	1	1	1
4-TA-FREQ-BE	1	1	1	1	1	1	1
5-SISMA-BE	1	1	1	1	1	1	1
6-TA-Q.P.-BE	1	1	1	1	1	1	1
7-STR-3.25 m	1.3	1.3	1	1.3	1.3	1.5	1.5
8-STR-3.25 m	1	1.3	1	1.3	1	1.5	1.5
9-TA-RARA-3.25 m	1	1	1	1	1	1	1
10-TA-FREQ-3.25 m	1	1	1	1	1	1	1
11-SISMA-3.25 m	1	1	1	1	1	1	1
12-TA-Q.P.-3.25 m	1	1	1	1	1	1	1

Situazione 1

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
1	STR	BE	844.5	2138.9	0.0	612.3
2	STR	BE	700.1	2105.6	0.0	607.7
3	TA-RARA	BE	627.2	1531.0	0.0	445.3
4	TA-FREQ	BE	627.2	1531.0	0.0	445.3
6	TA-Q.P.	BE	510.6	936.5	0.0	311.3
7	STR	3.25 m	686.1	608.1	0.0	278.4
8	STR	3.25 m	578.2	608.1	0.0	278.4
9	TA-RARA	3.25 m	505.3	472.5	0.0	213.2
10	TA-FREQ	3.25 m	505.3	472.5	0.0	213.2
12	TA-Q.P.	3.25 m	388.7	234.9	0.0	127.5

Situazione 2

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
1	STR	BE	610.6	2138.9	0.0	612.3
2	STR	BE	466.1	2105.6	0.0	607.7
3	TA-RARA	BE	471.2	1531.0	0.0	445.3
4	TA-FREQ	BE	471.2	1531.0	0.0	445.3
6	TA-Q.P.	BE	479.4	936.5	0.0	311.3
7	STR	3.25 m	452.1	608.1	0.0	278.4
8	STR	3.25 m	344.3	608.1	0.0	278.4
9	TA-RARA	3.25 m	349.4	472.5	0.0	213.2
10	TA-FREQ	3.25 m	349.4	472.5	0.0	213.2
12	TA-Q.P.	3.25 m	357.5	234.9	0.0	127.5

Situazione 3

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
1	STR	BE	789.9	2442.8	0.0	659.1
2	STR	BE	645.4	2409.4	0.0	654.4
3	TA-RARA	BE	590.8	1733.6	0.0	476.4
4	TA-FREQ	BE	590.8	1733.6	0.0	476.4
6	TA-Q.P.	BE	503.3	977.0	0.0	317.5
7	STR	3.25 m	631.4	760.0	0.0	325.2
8	STR	3.25 m	523.5	760.0	0.0	325.2
9	TA-RARA	3.25 m	468.9	573.8	0.0	244.4
10	TA-FREQ	3.25 m	468.9	573.8	0.0	244.4
12	TA-Q.P.	3.25 m	381.4	255.2	0.0	133.7

Situazione 4

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
5	SISMA slv	BE	487.3	1585.1	0.0	469.7
11	SISMA slv	3.25 m	365.4	435.6	0.0	209.7

APPROVATO SDP

Situazione 5

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
5	SISMA sld	BE	487.3	1113.9	0.0	349.1
11	SISMA sld	3.25 m	365.4	296.3	0.0	148.5

APPROVATO SDP

Tabella riassuntiva delle azioni interne alla base dell'elevazione e a metà elevazione ($i = 1.96$ m):

Base elevazione:

	N [kN]	M _X [kNm]	V _Y [kN]
STR1	844.5	2138.9	612.3
STR2	700.1	2105.6	607.7
STR3	610.6	2138.9	612.3
STR4	466.1	2105.6	607.7
STR5	625.9	2442.8	659.1
STR6	481.4	2409.4	654.4
E-SLV	481.4	1585.1	469.7
E-SLD	481.4	1113.9	349.1
RARA1	627.2	1531.0	445.3
RARA2	471.2	1531.0	445.3
RARA3	481.4	1733.6	476.4
FREQ1	627.2	1531.0	445.3
FREQ2	471.2	1531.0	445.3
FREQ3	481.4	1733.6	476.4
Q.P.1	510.6	936.5	311.3
Q.P.2	479.4	936.5	311.3
Q.P.3	481.4	977.0	317.5

Metà elevazione:

	N [kN]	M _X [kNm]	V _Y [kN]
STR1	686.1	608.1	278.4
STR2	578.2	608.1	278.4
STR3	452.1	608.1	278.4
STR4	344.3	608.1	278.4
STR5	467.4	760.0	325.2
STR6	359.6	760.0	325.2
E-SLV	359.6	435.6	209.7
E-SLD	359.6	296.3	148.5
RARA1	505.3	472.5	213.2
RARA2	349.4	472.5	213.2
RARA3	359.6	573.8	244.4
FREQ1	505.3	472.5	213.2
FREQ2	349.4	472.5	213.2
FREQ3	359.6	573.8	244.4
Q.P.1	388.7	234.9	127.5
Q.P.2	357.5	234.9	127.5
Q.P.3	359.6	255.2	133.7

APPROVATO SDP

11.2.2 Verifica base elevazione

Alla base dell'elevazione sono previsti $\varnothing 24 / 20 + \varnothing 24 / 20$ verticali lato controterra; $\varnothing 24 / 20 + \varnothing 24 / 20$ verticali lato paramento di valle. L'armatura di ripartizione è costituita da $\varnothing 16 / 20$ lato controterra e $\varnothing 14 / 20$ lato paramento di valle.

È prevista una staffatura formata da $\varnothing 16 / 20$ (con 4 bracci resistenti sulla sezione di riferimento di ampiezza 1.0 m) che si estendono per 2.0 m a partire dalla base elevazione.

$M_X \text{ --- } V_Y$

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione M_X positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	24	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	26.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As2	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As	=	45.24	cmq	Area acciaio in zona tesa

Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione M_X positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	26.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona compressa

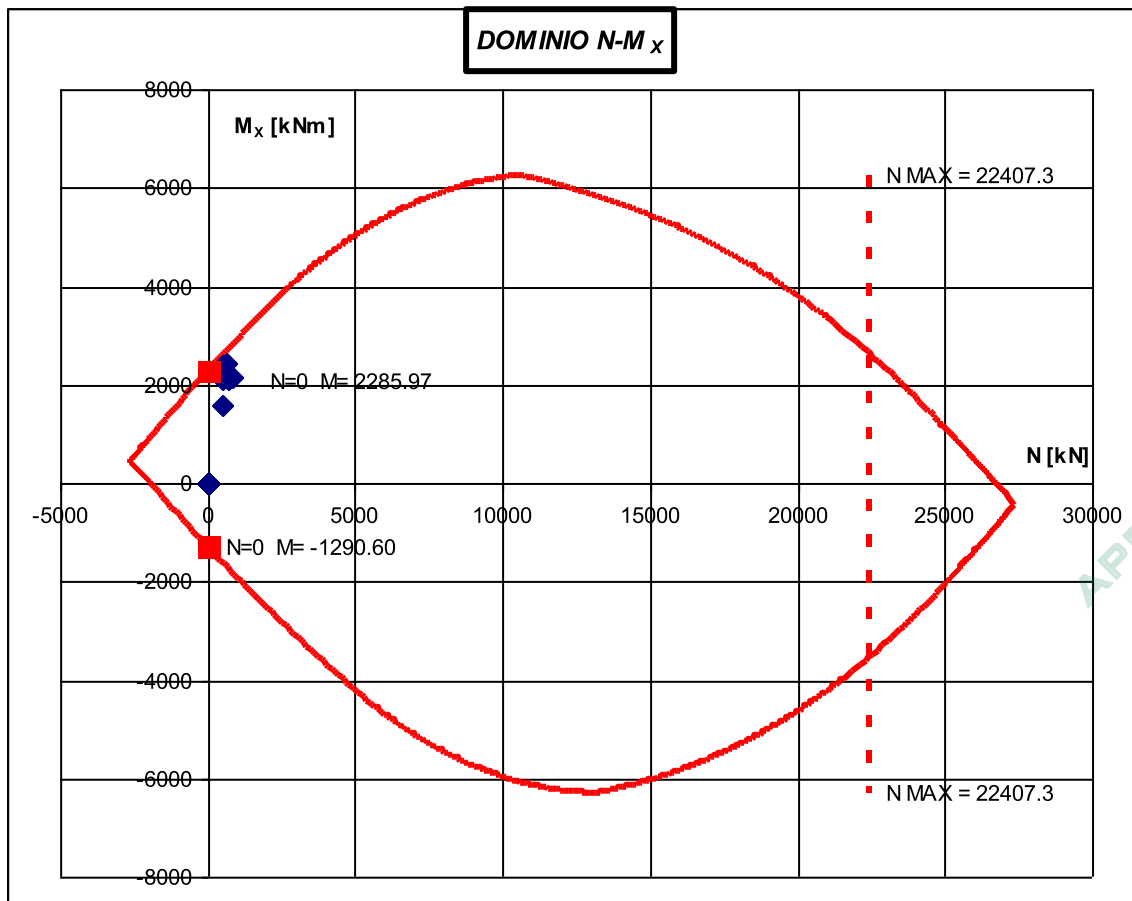
Armatura trasversale, staffe e/o ferri piegati (per sollecitazione V_Y)

θ	=	45	°	Inclinazione della biella di cls (standard: 45°)
Asw 1° ordine:				
α	=	90	°	staffe: 90°; ferri piegati: angolo minore di 90°
n° bracci	=	4		
$\varnothing 1$	=	16	mm	Diametro staffe primo ordine
s	=	200	mm	Passo delle staffe

APPROVATO SDP

Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1	836.9	2138.9	612.3	1.32
2	COMBO 2	693.6	2105.6	607.7	1.30
3	COMBO 3	603.6	2138.9	612.3	1.25
4	COMBO 4	460.3	2105.6	607.7	1.23
5	COMBO 5	621.2	2432.1	657.5	1.11
6	COMBO 6	477.8	2398.8	652.8	1.08
7	COMBO 7	477.8	1580.4	468.9	1.64
8	COMBO 8	844.5	2138.9	612.3	1.33
9	COMBO 9	700.1	2105.6	607.7	1.30
10	COMBO 10	610.6	2138.9	612.3	1.26
11	COMBO 11	466.1	2105.6	607.7	1.23
12	COMBO 12	625.9	2442.8	659.1	1.10
13	COMBO 13	481.4	2409.4	654.4	1.08
14	COMBO 14	481.4	1585.1	469.7	1.64



Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Tipo di verifica a taglio: Elemento armato a taglio.

Verifica a taglio (V_Y)

$$V_{sd Y} = 659 \text{ kN}$$

$$V_{Rd Y} = 1763 \text{ kN}$$

$$SF = 2.68$$

Caratteristiche dei materiali

Rck = 35 MPa resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo

Ec = 32588 MPa modulo elastico del calcestruzzo

Acciaio B 450 C saldabile tipo di acciaio

Es = 210000 MPa modulo elastico dell'acciaio

n = 15 coefficiente di omogeneizzazione

Tensioni ammissibili

sigma c amm = 11.00 MPa tensione ammissibile del cls a compressione

tau c0 = 0.67 MPa tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura

tau c1 = 1.97 MPa tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura

fctm = 2.83 MPa tensione media ammissibile nel cls a trazione

fcfm = 3.40 MPa tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione

sigma s amm = 255 MPa tensione ammissibile dall'acciaio

tau b = 2.00 MPa tensione tangenziale di aderenza delle barre

Caratteristiche geometriche

Sezione di cls

B = 100 cm base

H = 150 cm altezza

A cls = 15000 cmq area di cls

Armatura in zona tesa

d1 = 24 mm diametro ferri prima fila

c1 = 6.00 cm copriferro ferri prima fila

i1 = 20.00 cm interasse ferri prima fila

As1 = 22.62 cmq area acciaio ferri prima fila

d2 = 24 mm diametro ferri seconda fila

c2 = 26.00 cm copriferro ferri seconda fila

i2 = 20.00 cm interasse ferri seconda fila

As2 = 22.62 cmq area acciaio ferri seconda fila

d3 = 0 mm diametro ferri terza fila

c3 = 0.00 cm copriferro ferri terza fila

i3 = 0.00 cm interasse ferri terza fila

As3 = 0.00 cmq area acciaio ferri terza fila

As = 45.24 cmq area acciaio in zona tesa

Armatura in zona compressa

d1 = 24 mm diametro ferri prima fila

c1 = 6.00 cm copriferro ferri prima fila

i1 = 20.00 cm interasse ferri prima fila

As'1 = 22.62 cmq area acciaio ferri prima fila

d2 = 0 mm diametro ferri seconda fila

c2 = 26.00 cm copriferro ferri seconda fila

i2 = 20.00 cm interasse ferri seconda fila

As'2 = 0.00 cmq area acciaio ferri seconda fila

d3 = 0 mm diametro ferri terza fila

c3 = 0.00 cm copriferro ferri terza fila

i3 = 0.00 cm interasse ferri terza fila

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




As'3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	area di acciaio in zona compressa
Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls				
Ai	=	16018	cmq	area
S*i sup	=	1217559	cmc	momento statico superiore
ygi sup	=	76.01	cm	posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore
Ji	=	32003149.14	cm ⁴	momento di inerzia
Wi sup	=	421025	cmc	momento resistente superiore
Wi inf	=	432548	cmc	momento resistente inferiore
Sollecitazioni				
N	=	466.14	KN	azione assiale (positiva se di compressione)
M	=	1733.56	KNm	azione flettente
T	=	0.00	KN	azione tagliante
Verifica tensioni in esercizio				
N	=	466.14	KN	
M	=	1733.56	KNm	
e	=	371.90	cm	
yn	=	39.31	cm	posizione asse neutro da lembo superiore
yg sup	=	34.32	cm	posizione del baricentro della sezione parzializzata
S* yg =	=	68076.31	cmc	momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata
Ji =	=	8245986.48	cm ⁴	momento di inerzia della sezione parzializzata
sigma c max	=	7.42	MPa	Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta
sigma s max	=	292.9	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s min	=	264.6	MPa	
sigma s' min	=	-90.9	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s' max	=		MPa	
Verifica a fessurazione				
N	=	466.14	KN	azione assiale
M	=	1733.56	KNm	azione flettente
N/M	=	0.27	1/m	rapporto fra azione assiale e flettente
Nf	=	354.92	KN	azione assiale per formazione fessure
Mf	=	1319.95	KNm	azione flettente per formazione fessure
sigma sf	=	223.0	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
yn f	=	39.31	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
Il momento di formazione delle fessure è minore del momento sollecitante è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure				
Nfa	=	426.41	KN	azione assiale per apertura fessure
Mfa	=	1585.81	KNm	azione flettente per apertura fessure
sigma sfa	=	268.0	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
yn fa	=	39.31	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
c'	=	5.0	cm	copriferro minimo da normativa per armatura in zona tesa
beta	=	1.7		
beta 1	=	1.0		
beta 2	=	0.5		1,0 carichi di breve durata - 0,5 carichi di lunga durata o ciclici
k 2	=	0.4		0,4 barre ad aderenza migliorata
k 3	=	0.125		0,125 asse neutro all'interno della sezione
num s	=	10.0		numero di ferri in zona tesa
s	=	20.00	cm	passo dell'armatura in zona tesa
d max	=	24	mm	diametro massimo dell'armatura in zona tesa
d min	=	24	mm	diametro minimo dell'armatura in zona tesa
c	=	6.00	cm	copriferro armatura in zona tesa
dist	=	20.00	cm	distanza fra le file di barre in zona tesa
yn ff	=	78.53	cm	posizione asse neutro in stadio non fessurato
B eff	=	100	cm	base della sezione di cls efficace - limitazione = n-ferri * 14 * d max
H eff	=	22.80	cm	altezza della sezione di cls efficace

A cls eff	=	2280	cmq	area efficace di cls
ro s	=	0.0198		rapporto area di acciaio e area efficace di cls
s rm	=	22.05	cm	distanza fra le fessure
e sm	=	0.00081		deformazione media delle barre fra le fessure
wk	=	0.304	mm	apertura delle fessure
c/c'	=	1.200		rapporto fra copriferro reale e copriferro minimo da normativa
wk'	=	0.253	mm	apertura delle fessure corretto secondo c/c'

L'apertura delle fessure è minore di 0.3 mm: la verifica è quindi soddisfatta.

APPROVATO SDP

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65479-SVAX2-A00.doc.docx	04RCEI11SVAX2000000200	A00	109 di 138

11.2.3 Verifica metà elevazione

A metà dell'elevazione sono previsti $\phi 24 / 20$ verticali lato controterra; $\phi 24 / 20$ verticali lato paramento di valle. L'armatura di ripartizione è costituita da $\phi 16 / 20$ lato controterra e $\phi 14 / 20$ lato paramento di valle.

M_X --- V_Y
--

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione M_X positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	26.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona tesa

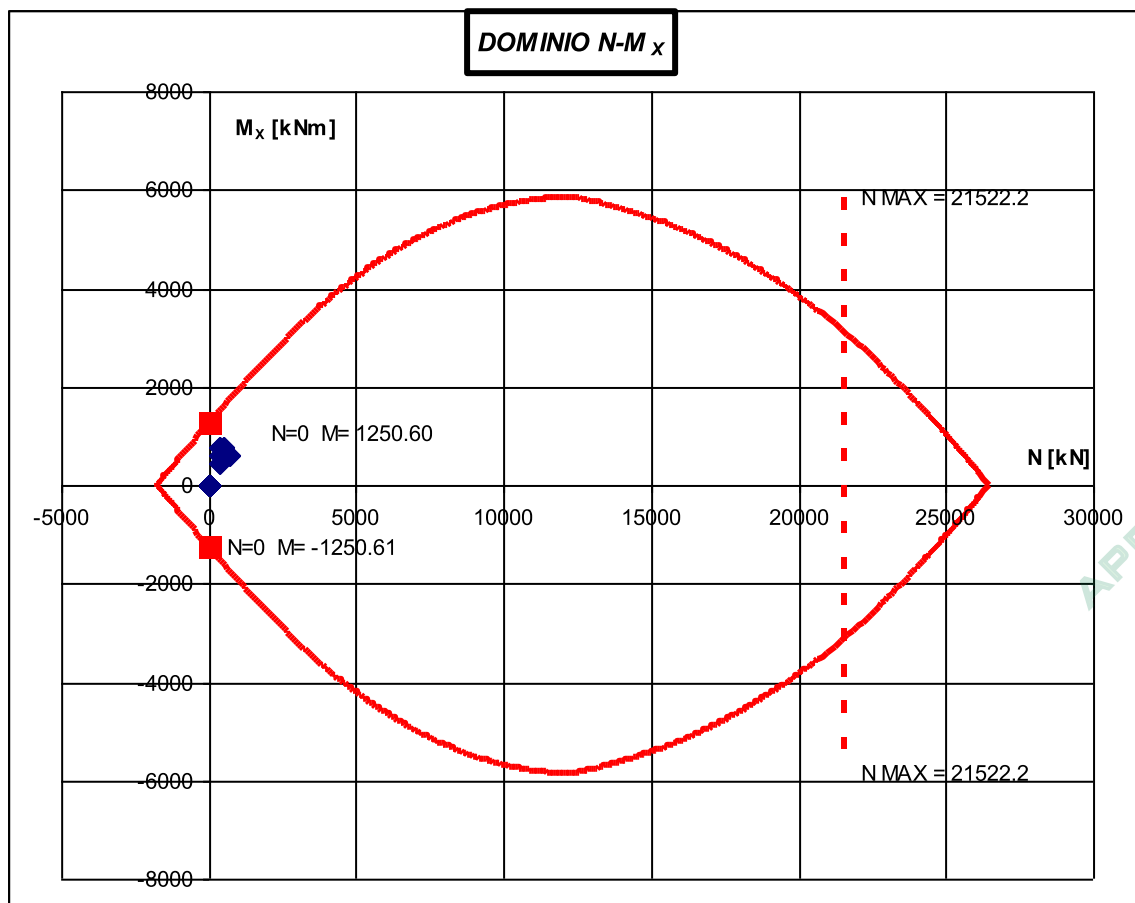
Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione M_X positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona compressa

APPROVATO SDP

Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1	678.5	608.1	278.4	2.82
2	COMBO 2	571.7	608.1	278.4	2.70
3	COMBO 3	445.2	608.1	278.4	2.56
4	COMBO 4	338.4	608.1	278.4	2.44
5	COMBO 5	462.7	754.7	323.5	2.08
6	COMBO 6	355.9	754.7	323.5	1.98
7	COMBO 7	355.9	433.2	209.0	3.45
8	COMBO 8	686.1	608.1	278.4	2.83
9	COMBO 9	578.2	608.1	278.4	2.71
10	COMBO 10	452.1	608.1	278.4	2.57
11	COMBO 11	344.3	608.1	278.4	2.45
12	COMBO 12	467.4	760.0	325.2	2.07
13	COMBO 13	359.6	760.0	325.2	1.97
14	COMBO 14	359.6	435.6	209.7	3.44



Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:

Effetto positivo della compressione sul taglio: SI

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: SI

Tipo di verifica a taglio: Elemento NON armato a taglio.

Società di Progetto
Brebemi SpA



Verifica a taglio (V_Y)

$$V_{sd Y} = 325 \text{ kN}$$

$$V_{Rd Y} = 423 \text{ kN}$$

$$SF = 1.30$$

Caratteristiche dei materiali

Rek = 35 MPa resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo

Ec = 32588 MPa modulo elastico del calcestruzzo

Acciaio B 450 C saldabile tipo di acciaio

Es = 210000 MPa modulo elastico dell'acciaio

n = 15 coefficiente di omogeneizzazione

Tensioni ammissibili

sigma c amm = 11.00 MPa tensione ammissibile del cls a compressione

tau c0 = 0.67 MPa tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura

tau c1 = 1.97 MPa tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura

fctm = 2.83 MPa tensione media ammissibile nel cls a trazione

fcfm = 3.40 MPa tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione

sigma s amm = 255 MPa tensione ammissibile dall'acciaio

tau b = 2.00 MPa tensione tangenziale di aderenza delle barre

Caratteristiche geometriche

Sezione di cls

B = 100 cm base

H = 150 cm altezza

A cls = 15000 cmq area di cls

Armatura in zona tesa

d1 = 24 mm diametro ferri prima fila

c1 = 6.00 cm copriferro ferri prima fila

i1 = 20.00 cm interasse ferri prima fila

As1 = 22.62 cmq area acciaio ferri prima fila

d2 = 0 mm diametro ferri seconda fila

c2 = 26.00 cm copriferro ferri seconda fila

i2 = 20.00 cm interasse ferri seconda fila

As2 = 0.00 cmq area acciaio ferri seconda fila

d3 = 0 mm diametro ferri terza fila

c3 = 0.00 cm copriferro ferri terza fila

i3 = 0.00 cm interasse ferri terza fila

As3 = 0.00 cmq area acciaio ferri terza fila

As = 22.62 cmq area acciaio in zona tesa

Armatura in zona compressa

d1 = 24 mm diametro ferri prima fila

c1 = 6.00 cm copriferro ferri prima fila

i1 = 20.00 cm interasse ferri prima fila

As'1 = 22.62 cmq area acciaio ferri prima fila

d2 = 0 mm diametro ferri seconda fila

c2 = 0.00 cm copriferro ferri seconda fila

i2 = 0.00 cm interasse ferri seconda fila

As'2 = 0.00 cmq area acciaio ferri seconda fila

d3 = 0 mm diametro ferri terza fila

c3 = 0.00 cm copriferro ferri terza fila

i3 = 0.00 cm interasse ferri terza fila

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



As'3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	area di acciaio in zona compressa
Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls				
Ai	=	15679	cmq	area
S*i sup	=	1175894	cmc	momento statico superiore
ygi sup	=	75.00	cm	posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore
Ji	=	31244342	cm ⁴	momento di inerzia
Wi sup	=	416591	cmc	momento resistente superiore
Wi inf	=	416591	cmc	momento resistente inferiore

Sollecitazioni

N	=	344.26	KN	azione assiale (positiva se di compressione)
M	=	573.76	KNm	azione flettente
T	=	0.00	KN	azione tagliante

Verifica tensioni in esercizio

N	=	344.26	KN	
M	=	573.76	KNm	
e	=	166.67	cm	
yn	=	37.57	cm	posizione asse neutro da lembo superiore
yg sup	=	27.38	cm	posizione del baricentro della sezione parzializzata
S* yg =	=	44345.13	cmc	momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata
Ji =	=	5342387.10	cm ⁴	momento di inerzia della sezione parzializzata
sigma c max	=	2.86	MPa	Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta
sigma s max	=	120.30	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s min	=		MPa	
sigma s' min	=	-34.7	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s' max	=		MPa	

Verifica a fessurazione

N	=	344.26	KN	azione assiale
M	=	573.76	KNm	azione flettente
N/M	=	0.60	1/m	rapporto fra azione assiale e flettente
Nf	=	841.54	KN	azione assiale per formazione fessure
Mf	=	1402.56	KNm	azione flettente per formazione fessure
sigma sf	=	294.1	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
yn f	=	37.57	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure

Il momento di formazione delle fessure è maggiore del momento sollecitante: non è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure.

11.2.4 Azioni interne alla piastra di fondazione

Spalla A

Geometria opera

Elevazione

H	=	8.5	m	altezza terreno dall'estradosso della piastra di fondazione
γ_t	=	20	kN/mc	peso specifico del terreno
γ_{cls}	=	25	kN/mc	peso specifico del calcestruzzo armato

Fondazione

B	=	6.00	m	larghezza trasversale della fondazione
Hfond	=	1.50	m	spessore della piastra di fondazione
Post	=	2.25	m	aggetto posteriore
Ant	=	2.25	m	aggetto anteriore
L	=	13.80	m	lunghezza della fondazione

Carico accidentale

q	=	48.30	kN/mq	sovraccarico laterale a tergo della spalla
---	---	-------	-------	--

Nota: sia per l'aggetto anteriore che per l'aggetto posteriore della piastra di fondazione si considera come momento flettente positivo quello che tende le fibre inferiori della piastra.

Aggetto anteriore

Wc ant	=	1164.4	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto anteriore
Mc ant	=	-1309.9	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto anteriore dovuto al peso del c.a.

Aggetto posteriore

Wc post	=	1164.4	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto posteriore
Wt post	=	5278.5	kN	peso del terreno agente sull'aggetto posteriore
Wq post	=	1499.7	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto posteriore
Mc post	=	-1309.9	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al peso del c.a.
Mt post	=	-5938.3	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al peso del terreno
Mq post	=	-1687.2	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al sovraccarico

Azioni nei pali per le combinazioni statiche e Sisma +X [kN]

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10	
1	3244	3215	3186	3158	3129	1701	1672	1643	1615	1586	STR
2	3379	3351	3322	3293	3264	1429	1401	1372	1343	1315	
3	3280	3236	3193	3149	3105	1589	1545	1501	1458	1414	
4	3301	3273	3244	3215	3187	1609	1580	1551	1522	1494	
5	2621	2592	2563	2535	2506	1291	1262	1234	1205	1176	
6	2756	2728	2699	2670	2642	1020	991	962	934	905	
7	2657	2614	2570	2526	2482	1179	1135	1091	1048	1004	
8	2679	2650	2621	2592	2564	1199	1170	1141	1113	1084	
9	3244	3215	3186	3158	3129	1701	1672	1643	1615	1586	
10	3379	3351	3322	3293	3264	1429	1401	1372	1343	1315	
11	3280	3236	3193	3149	3105	1589	1545	1501	1458	1414	
12	3301	3273	3244	3215	3187	1609	1580	1551	1522	1494	
13	2621	2592	2563	2535	2506	1291	1262	1234	1205	1176	
14	2756	2728	2699	2670	2642	1020	991	962	934	905	
15	2657	2614	2570	2526	2482	1179	1135	1091	1048	1004	
16	2679	2650	2621	2592	2564	1199	1170	1141	1113	1084	
17	2730	2705	2681	2656	2631	1041	1016	991	966	941	Società di Progetto Bresini SpA
18	2846	2821	2796	2771	2746	810	785	760	735	710	
19	2763	2725	2687	2649	2611	945	907	869	831	793	
20	2803	2778	2754	2729	2704	938	913	889	864	839	
21	2730	2705	2681	2656	2631	1041	1016	991	966	941	

22	2846	2821	2796	2771	2746	810	785	760	735	710	GEO
23	2763	2725	2687	2649	2611	945	907	869	831	793	
24	2803	2778	2754	2729	2704	938	913	889	864	839	
25	2730	2705	2681	2656	2631	1041	1016	991	966	941	
26	2846	2821	2796	2771	2746	810	785	760	735	710	
27	2763	2725	2687	2649	2611	945	907	869	831	793	
28	2803	2778	2754	2729	2704	938	913	889	864	839	
29	2730	2705	2681	2656	2631	1041	1016	991	966	941	
30	2846	2821	2796	2771	2746	810	785	760	735	710	
31	2763	2725	2687	2649	2611	945	907	869	831	793	
32	2803	2778	2754	2729	2704	938	913	889	864	839	
33	2392	2373	2354	2335	2316	1262	1243	1223	1204	1185	RARA
34	2493	2474	2455	2435	2416	1061	1042	1022	1003	984	
35	2411	2382	2353	2324	2294	1182	1153	1124	1095	1066	
36	2435	2416	2397	2378	2359	1193	1174	1155	1136	1117	FREQ
37	2101	2091	2081	2071	2061	1251	1241	1231	1221	1211	
38	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	
39	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	
40	2195	2185	2175	2165	2155	1101	1091	1081	1071	1061	
41	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	Q.P.
42	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	
43	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	
44	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	
45	2366	2356	2346	2336	2326	624	614	604	594	584	SLV NO TRAFF
46	2366	2356	2346	2336	2326	624	614	604	594	584	
47	2366	2356	2346	2336	2326	624	614	604	594	584	
48	2366	2356	2346	2336	2326	624	614	604	594	584	
49	1675	1665	1655	1645	1635	1315	1305	1295	1285	1275	
50	1675	1665	1655	1645	1635	1315	1305	1295	1285	1275	
51	1675	1665	1655	1645	1635	1315	1305	1295	1285	1275	
52	1675	1665	1655	1645	1635	1315	1305	1295	1285	1275	
53	3109	3099	3089	3079	3069	21	11	1	-9	-19	SLV TRAFF
54	3109	3099	3089	3079	3069	21	11	1	-9	-19	
55	3109	3099	3089	3079	3069	21	11	1	-9	-19	
56	3109	3099	3089	3079	3069	21	11	1	-9	-19	
57	1260	1250	1240	1230	1220	1871	1861	1851	1841	1831	
58	1260	1250	1240	1230	1220	1871	1861	1851	1841	1831	
59	1260	1250	1240	1230	1220	1871	1861	1851	1841	1831	
60	1260	1250	1240	1230	1220	1871	1861	1851	1841	1831	
61	2037	2027	2017	2007	1997	953	943	933	923	913	SLD NO TRAFF
62	2037	2027	2017	2007	1997	953	943	933	923	913	
63	2037	2027	2017	2007	1997	953	943	933	923	913	
64	2037	2027	2017	2007	1997	953	943	933	923	913	
65	1790	1780	1770	1760	1750	1200	1190	1180	1170	1160	
66	1790	1780	1770	1760	1750	1200	1190	1180	1170	1160	
67	1790	1780	1770	1760	1750	1200	1190	1180	1170	1160	
68	1751	1741	1731	1721	1711	1239	1229	1219	1209	1199	
69	2410	2400	2390	2380	2370	721	711	700	690	680	SLD TRAFF
70	2410	2400	2390	2380	2370	721	711	700	690	680	
71	2410	2400	2390	2380	2370	721	711	700	690	680	
72	2410	2400	2390	2380	2370	721	711	700	690	680	
73	1670	1660	1650	1640	1630	1461	1450	1440	1430	1420	

74	1670	1660	1650	1640	1630	1461	1450	1440	1430	1420	
75	1670	1660	1650	1640	1630	1461	1450	1440	1430	1420	
76	1670	1660	1650	1640	1630	1461	1450	1440	1430	1420	
77	3186	3149	3111	3073	3035	1659	1621	1583	1545	1508	
78	2564	2526	2488	2450	2412	1249	1211	1173	1136	1098	STR
79	3186	3149	3111	3073	3035	1659	1621	1583	1545	1508	
80	2564	2526	2488	2450	2412	1249	1211	1173	1136	1098	
81	2715	2683	2650	2617	2584	1032	999	966	934	901	GEO
82	2715	2683	2650	2617	2584	1032	999	966	934	901	
83	2715	2683	2650	2617	2584	1032	999	966	934	901	
84	2715	2683	2650	2617	2584	1032	999	966	934	901	
85	2349	2323	2298	2273	2248	1229	1204	1179	1154	1128	RARA
86	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	FREQ
87	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	Q.P.

Azioni nei pali Sisma +Y [kN]

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10	
45	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
46	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
47	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
48	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	SLV NO TRAFF
49	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
50	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
51	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
52	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
53	2109	2033	1958	1882	1807	1284	1209	1133	1057	982	
54	2109	2033	1958	1882	1807	1284	1209	1133	1057	982	
55	2109	2033	1958	1882	1807	1284	1209	1133	1057	982	SLV TRAFF
56	2109	2033	1958	1882	1807	1284	1209	1133	1057	982	
57	2504	2231	1958	1685	1411	1679	1406	1133	860	586	
58	2504	2231	1958	1685	1411	1679	1406	1133	860	586	
59	2504	2231	1958	1685	1411	1679	1406	1133	860	586	
60	2504	2231	1958	1685	1411	1679	1406	1133	860	586	
61	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
62	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
63	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
64	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	SLD NO TRAFF
65	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
66	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
67	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
68	1930	1882	1834	1786	1738	1212	1164	1116	1068	1021	
69	2025	1991	1958	1924	1891	1200	1166	1133	1099	1066	
70	2025	1991	1958	1924	1891	1200	1166	1133	1099	1066	
71	2025	1991	1958	1924	1891	1200	1166	1133	1099	1066	
72	2025	1991	1958	1924	1891	1200	1166	1133	1099	1066	SLD TRAFF
73	2203	2081	1958	1835	1712	1378	1256	1133	1010	887	
74	2203	2081	1958	1835	1712	1378	1256	1133	1010	887	
75	2203	2081	1958	1835	1712	1378	1256	1133	1010	887	
76	2203	2081	1958	1835	1712	1378	1256	1133	1010	887	

		PERM.
STR	FAV	1

	SFAV	1.3
GEO	FAV	1
	SFAV	1
RARA	FAV	1
	SFAV	1
FREQ	FAV	1
	SFAV	1
Q.P.	FAV	1
	SFAV	1
E-SLV	FAV	1
	SFAV	1
E-SLD	FAV	1
	SFAV	1

Sollecitazioni nelle sezioni aggetto anteriore e aggetto posteriore (al metro lineare)
Statico e Sisma+X

Comb.	moltiplicatore traffico	Aggetto posteriore				Aggetto anteriore				
		Favorevole		Sfavorevole		Favorevole		Sfavorevole		
		M	V	M	V	M	V	M	V	
		kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	
1	1.35	203	-18	45	-158	1637	1070	1608	1045	STR
2	1.01	97	-80	-61	-220	1710	1119	1682	1094	
3	1.01	167	-33	9	-173	1640	1072	1612	1047	
4	1.01	194	-15	36	-155	1668	1091	1640	1066	
5	1.35	-20	-167	-177	-307	1298	844	1270	819	
6	1.01	-126	-228	-284	-368	1372	894	1343	868	
7	1.01	-56	-181	-213	-322	1302	847	1273	821	
8	1.01	-29	-163	-186	-303	1330	865	1301	840	
9	1.35	203	-18	45	-158	1637	1070	1608	1045	
10	1.01	97	-80	-61	-220	1710	1119	1682	1094	
11	1.01	167	-33	9	-173	1640	1072	1612	1047	
12	1.01	194	-15	36	-155	1668	1091	1640	1066	
13	1.35	-20	-167	-177	-307	1298	844	1270	819	
14	1.01	-126	-228	-284	-368	1372	894	1343	868	
15	1.01	-56	-181	-213	-322	1302	847	1273	821	
16	1.01	-29	-163	-186	-303	1330	865	1301	840	
17	1.15	-127	-233	-127	-233	1362	887	1362	887	
18	0.86	-218	-285	-218	-285	1425	929	1425	929	
19	0.86	-159	-246	-159	-246	1366	889	1366	889	
20	0.86	-148	-239	-148	-239	1402	913	1402	913	
21	1.15	-127	-233	-127	-233	1362	887	1362	887	
22	0.86	-218	-285	-218	-285	1425	929	1425	929	
23	0.86	-159	-246	-159	-246	1366	889	1366	889	
24	0.86	-148	-239	-148	-239	1402	913	1402	913	
25	1.15	-127	-233	-127	-233	1362	887	1362	887	
26	0.86	-218	-285	-218	-285	1425	929	1425	929	
27	0.86	-159	-246	-159	-246	1366	889	1366	889	
28	0.86	-148	-239	-148	-239	1402	913	1402	913	
29	1.15	-127	-233	-127	-233	1362	887	1362	887	
30	0.86	-218	-285	-218	-285	1425	929	1425	929	
31	0.86	-159	-246	-159	-246	1366	889	1366	889	
32	0.86	-148	-239	-148	-239	1402	913	1402	913	

33	1.00	17	-132	17	-132	1185	769	1185	769	RARA
34	0.75	-61	-178	-61	-178	1239	805	1239	805	
35	0.75	-6	-141	-6	-141	1184	768	1184	768	
36	0.75	11	-130	11	-130	1208	784	1208	784	
37	0.75	52	-102	52	-102	1036	670	1036	670	FREQ
38	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
39	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
40	0.20	38	-97	38	-97	1087	704	1087	704	
41	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	Q.P.
42	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
43	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
44	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
45	0.00	-197	-248	-197	-248	1180	766	1180	766	SLV NO TRAFF
46	0.00	-197	-248	-197	-248	1180	766	1180	766	
47	0.00	-197	-248	-197	-248	1180	766	1180	766	
48	0.00	-197	-248	-197	-248	1180	766	1180	766	
49	0.00	179	2	179	2	805	515	805	515	
50	0.00	179	2	179	2	805	515	805	515	
51	0.00	179	2	179	2	805	515	805	515	
52	0.00	179	2	179	2	805	515	805	515	
53	0.20	-549	-488	-549	-488	1584	1035	1584	1035	SLV TRAFF
54	0.20	-549	-488	-549	-488	1584	1035	1584	1035	
55	0.20	-549	-488	-549	-488	1584	1035	1584	1035	
56	0.20	-549	-488	-549	-488	1584	1035	1584	1035	
57	0.20	456	182	456	182	579	365	579	365	
58	0.20	456	182	456	182	579	365	579	365	
59	0.20	456	182	456	182	579	365	579	365	
60	0.20	456	182	456	182	579	365	579	365	
61	0.00	-18	-129	-18	-129	1001	646	1001	646	SLD NO TRAFF
62	0.00	-18	-129	-18	-129	1001	646	1001	646	
63	0.00	-18	-129	-18	-129	1001	646	1001	646	
64	0.00	-18	-129	-18	-129	1001	646	1001	646	
65	0.00	116	-39	116	-39	867	557	867	557	
66	0.00	116	-39	116	-39	867	557	867	557	
67	0.00	116	-39	116	-39	867	557	867	557	
68	0.00	137	-25	137	-25	846	543	846	543	
69	0.20	-169	-235	-169	-235	1204	782	1204	782	SLD TRAFF
70	0.20	-169	-235	-169	-235	1204	782	1204	782	
71	0.20	-169	-235	-169	-235	1204	782	1204	782	
72	0.20	-169	-235	-169	-235	1204	782	1204	782	
73	0.20	233	33	233	33	802	514	802	514	
74	0.20	233	33	233	33	802	514	802	514	
75	0.20	233	33	233	33	802	514	802	514	
76	0.20	233	33	233	33	802	514	802	514	
77	1.01	211	-3	54	-143	1596	1043	1567	1017	STR
78	1.01	-11	-152	-169	-292	1257	817	1229	792	
79	1.01	211	-3	54	-143	1596	1043	1567	1017	
80	1.01	-11	-152	-169	-292	1257	817	1229	792	
81	1.01	-124	-227	-124	-227	1345	876	1345	876	Scelta di Prog GEO E748 Semi SpA
82	1.01	-124	-227	-124	-227	1345	876	1345	876	
83	1.01	24	-121	24	-121	1154	748	1154	748	
84	1.01	66	-78	66	-78	969	625	969	625	

85	0.75	24	-121	24	-121	1154	748	1154	748	RARA
86	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	FREQ
87	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	Q.P.

Sisma+Y

Comb.	moltiplicatore traffico	Aggetto posteriore				Aggetto anteriore				
		Favorevole		Sfavorevole		Favorevole		Sfavorevole		
		M	V	M	V	M	V	M	V	
		kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	
45	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	SLV NO TRAFF
46	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
47	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
48	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
49	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
50	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
51	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
52	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
53	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	SLV TRAFF
54	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
55	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
56	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
57	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
58	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
59	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
60	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
61	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	SLD NO TRAFF
62	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
63	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
64	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
65	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
66	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
67	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
68	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
69	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	SLD TRAFF
70	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
71	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
72	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
73	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
74	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
75	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
76	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	

Spalla B

Geometria opera

Elevazione

H	=	8.5	m	altezza terreno dall'estradosso della piastra di fondazione
γ_t	=	20	kN/mc	peso specifico del terreno
γ_{cls}	=	25	kN/mc	peso specifico del calcestruzzo armato

Fondazione

B	=	6.00	m	larghezza trasversale della fondazione
Hfond	=	1.50	m	spessore della piastra di fondazione
Post	=	2.25	m	aggetto posteriore
Ant	=	2.25	m	aggetto anteriore
L	=	13.80	m	lunghezza della fondazione

Carico accidentale

q	=	48.3	kN/mq	sovraccarico laterale a tergo della spalla
---	---	------	-------	--

Nota: sia per l'aggetto anteriore che per l'aggetto posteriore della piastra di fondazione si considera come momento flettente positivo quello che tende le fibre inferiori della piastra.

Aggetto anteriore

Wc ant	=	1164.4	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto anteriore
Mc ant	=	-1309.9	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto anteriore dovuto al peso del c.a.

Aggetto posteriore

Wc post	=	1164.4	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto posteriore
Wt post	=	5278.5	kN	peso del terreno agente sull'aggetto posteriore
Wq post	=	1499.7	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto posteriore
Mc post	=	-1309.9	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al peso del c.a.
Mt post	=	-5938.3	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al peso del terreno
Mq post	=	-1687.2	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al sovraccarico

Azioni nei pali per le combinazioni statiche e Sisma +X [kN]

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10	
1	3162	3133	3104	3076	3047	1783	1754	1725	1697	1668	STR
2	3086	3057	3029	3000	2971	1723	1694	1665	1636	1608	
3	3116	3072	3029	2985	2941	1753	1709	1665	1621	1578	
4	3219	3191	3162	3133	3105	1691	1662	1633	1604	1576	
5	2539	2510	2482	2453	2424	1373	1344	1316	1287	1258	
6	2463	2435	2406	2377	2349	1313	1284	1255	1227	1198	
7	2493	2450	2406	2362	2319	1343	1299	1255	1212	1168	
8	2597	2568	2539	2511	2482	1281	1252	1223	1195	1166	
9	3162	3133	3104	3076	3047	1783	1754	1725	1697	1668	
10	3086	3057	3029	3000	2971	1723	1694	1665	1636	1608	
11	3116	3072	3029	2985	2941	1753	1709	1665	1621	1578	
12	3219	3191	3162	3133	3105	1691	1662	1633	1604	1576	
13	2539	2510	2482	2453	2424	1373	1344	1316	1287	1258	
14	2463	2435	2406	2377	2349	1313	1284	1255	1227	1198	
15	2493	2450	2406	2362	2319	1343	1299	1255	1212	1168	
16	2597	2568	2539	2511	2482	1281	1252	1223	1195	1166	
17	2659	2634	2610	2585	2560	1112	1087	1062	1037	1012	
18	2595	2570	2545	2520	2495	1060	1036	1011	986	961	
19	2621	2583	2545	2507	2469	1087	1049	1011	973	935	
20	2732	2707	2683	2658	2633	1009	984	960	935	910	
21	2659	2634	2610	2585	2560	1112	1087	1062	1037	1012	
22	2595	2570	2545	2520	2495	1060	1036	1011	986	961	
23	2621	2583	2545	2507	2469	1087	1049	1011	973	935	
24	2732	2707	2683	2658	2633	1009	984	960	935	910	

25	2659	2634	2610	2585	2560	1112	1087	1062	1037	1012	
26	2595	2570	2545	2520	2495	1060	1036	1011	986	961	
27	2621	2583	2545	2507	2469	1087	1049	1011	973	935	
28	2732	2707	2683	2658	2633	1009	984	960	935	910	
29	2659	2634	2610	2585	2560	1112	1087	1062	1037	1012	
30	2595	2570	2545	2520	2495	1060	1036	1011	986	961	
31	2621	2583	2545	2507	2469	1087	1049	1011	973	935	
32	2732	2707	2683	2658	2633	1009	984	960	935	910	
33	2338	2319	2300	2280	2261	1316	1297	1278	1259	1240	
34	2282	2263	2244	2224	2205	1272	1253	1233	1214	1195	RARA
35	2302	2273	2244	2214	2185	1292	1263	1233	1204	1175	
36	2380	2361	2342	2323	2304	1248	1229	1210	1191	1171	
37	2046	2036	2026	2016	2006	1306	1296	1286	1276	1266	
38	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	FREQ
39	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	
40	2140	2130	2120	2110	2100	1155	1145	1135	1125	1115	
41	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	
42	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	Q.P.
43	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	
44	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	
45	2312	2302	2292	2282	2272	679	669	659	649	639	
46	2312	2302	2292	2282	2272	679	669	659	649	639	
47	2312	2302	2292	2282	2272	679	669	659	649	639	
48	2312	2302	2292	2282	2272	679	669	659	649	639	
49	1621	1611	1601	1591	1581	1370	1360	1350	1340	1330	SLV NO TRAFF
50	1621	1611	1601	1591	1581	1370	1360	1350	1340	1330	
51	1621	1611	1601	1591	1581	1370	1360	1350	1340	1330	
52	1621	1611	1601	1591	1581	1370	1360	1350	1340	1330	
53	2516	2506	2496	2486	2476	615	605	595	585	575	
54	2516	2506	2496	2486	2476	615	605	595	585	575	
55	2516	2506	2496	2486	2476	615	605	595	585	575	
56	2516	2506	2496	2486	2476	615	605	595	585	575	SLV TRAFF
57	1744	1734	1724	1714	1704	1386	1376	1366	1356	1346	
58	1744	1734	1724	1714	1704	1386	1376	1366	1356	1346	
59	1744	1734	1724	1714	1704	1386	1376	1366	1356	1346	
60	1744	1734	1724	1714	1704	1386	1376	1366	1356	1346	
61	1983	1972	1962	1952	1942	1008	998	988	978	968	
62	1983	1972	1962	1952	1942	1008	998	988	978	968	
63	1983	1972	1962	1952	1942	1008	998	988	978	968	
64	1983	1972	1962	1952	1942	1008	998	988	978	968	
65	1736	1726	1716	1706	1695	1255	1245	1235	1225	1215	SLD NO TRAFF
66	1736	1726	1716	1706	1695	1255	1245	1235	1225	1215	
67	1736	1726	1716	1706	1695	1255	1245	1235	1225	1215	
68	1696	1686	1676	1666	1656	1294	1284	1274	1264	1254	
69	2112	2102	2092	2082	2072	1019	1009	999	989	979	
70	2112	2102	2092	2082	2072	1019	1009	999	989	979	
71	2112	2102	2092	2082	2072	1019	1009	999	989	979	
72	2112	2102	2092	2082	2072	1019	1009	999	989	979	SLD TRAFF
73	1859	1849	1839	1829	1819	1271	1261	1251	1241	1231	
74	1859	1849	1839	1829	1819	1271	1261	1251	1241	1231	Stipula di Progetto
75	1859	1849	1839	1829	1819	1271	1261	1251	1241	1231	B2B Beni SpA
76	1859	1849	1839	1829	1819	1271	1261	1251	1241	1231	

77	3104	3067	3029	2991	2953	1741	1703	1665	1627	1589	STR
78	2482	2444	2406	2368	2330	1331	1293	1255	1218	1180	
79	3104	3067	3029	2991	2953	1741	1703	1665	1627	1589	
80	2482	2444	2406	2368	2330	1331	1293	1255	1218	1180	GEO
81	2644	2612	2579	2546	2513	1103	1070	1037	1005	972	
82	2644	2612	2579	2546	2513	1103	1070	1037	1005	972	
83	2644	2612	2579	2546	2513	1103	1070	1037	1005	972	RARA
84	2644	2612	2579	2546	2513	1103	1070	1037	1005	972	
85	2294	2269	2244	2218	2193	1284	1259	1233	1208	1183	
86	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	FREQ
87	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	Q.P.

Azioni nei pali Sisma +Y [kN]

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10	
45	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	SLV NO TRAFF
46	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
47	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
48	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
49	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
50	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
51	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
52	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	SLV TRAFF
53	2054	1979	1903	1828	1752	1339	1263	1188	1112	1036	
54	2054	1979	1903	1828	1752	1339	1263	1188	1112	1036	
55	2054	1979	1903	1828	1752	1339	1263	1188	1112	1036	
56	2054	1979	1903	1828	1752	1339	1263	1188	1112	1036	
57	2450	2176	1903	1630	1357	1734	1461	1188	914	641	
58	2450	2176	1903	1630	1357	1734	1461	1188	914	641	
59	2450	2176	1903	1630	1357	1734	1461	1188	914	641	
60	2450	2176	1903	1630	1357	1734	1461	1188	914	641	SLD NO TRAFF
61	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
62	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
63	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
64	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
65	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
66	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
67	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	SLD TRAFF
68	1875	1827	1779	1732	1684	1267	1219	1171	1123	1075	
69	1970	1937	1903	1870	1836	1254	1221	1188	1154	1121	
70	1970	1937	1903	1870	1836	1254	1221	1188	1154	1121	
71	1970	1937	1903	1870	1836	1254	1221	1188	1154	1121	
72	1970	1937	1903	1870	1836	1254	1221	1188	1154	1121	
73	2149	2026	1903	1780	1658	1433	1310	1188	1065	942	
74	2149	2026	1903	1780	1658	1433	1310	1188	1065	942	
75	2149	2026	1903	1780	1658	1433	1310	1188	1065	942	
76	2149	2026	1903	1780	1658	1433	1310	1188	1065	942	

		PERM.
STR	FAV	1
	SFAV	1.3
GEO	FAV	1
	SFAV	1

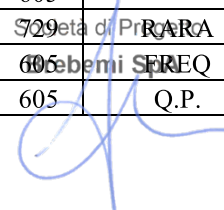
RARA	FAV	1
	SFAV	1
FREQ	FAV	1
	SFAV	1
Q.P.	FAV	1
	SFAV	1
E-SLV	FAV	1
	SFAV	1
E-SLD	FAV	1
	SFAV	1

**Sollecitazioni nelle sezioni oggetto anteriore e oggetto posteriore (al metro lineare)
Statico e Sisma+X**

Comb.	moltiplicatore traffico	Oggetto posteriore				Oggetto anteriore					
		Favorevole		Sfavorevole		Favorevole		Sfavorevole			
		M	V	M	V	M	V	M	V		
		kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m		
1	1.35	247	12	90	-129	1592	1040	1564	1015	STR	
2	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988		
3	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988		
4	1.01	239	15	81	-125	1624	1061	1595	1036		
5	1.35	25	-137	-133	-277	1254	815	1225	789		
6	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762		
7	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762		
8	1.01	16	-134	-142	-274	1285	836	1257	810		
9	1.35	247	12	90	-129	1592	1040	1564	1015		
10	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988		
11	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988		
12	1.01	239	15	81	-125	1624	1061	1595	1036		
13	1.35	25	-137	-133	-277	1254	815	1225	789		
14	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762		
15	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762		
16	1.01	16	-134	-142	-274	1285	836	1257	810		
17	1.15	-89	-207	-89	-207	1323	861	1323	861	GEO	
18	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838		
19	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838		
20	0.86	-109	-213	-109	-213	1363	888	1363	888		
21	1.15	-89	-207	-89	-207	1323	861	1323	861		
22	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838		
23	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838		
24	0.86	-109	-213	-109	-213	1363	888	1363	888		
25	1.15	-89	-207	-89	-207	1323	861	1323	861		
26	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838		
27	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838		
28	0.86	-109	-213	-109	-213	1363	888	1363	888		
29	1.15	-89	-207	-89	-207	1323	861	1323	861		
30	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838		
31	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838		
32	0.86	-109	-213	-109	-213	1363	888	1363	888		
33	1.00	47	-113	47	-113	1155	749	1155	749		749
34	0.75	53	-101	53	-101	1124	729	1124	729		729
35	0.75	53	-101	53	-101	1124	729	1124	729		729

36	0.75	41	-110	41	-110	1178	764	1178	764	
37	0.75	82	-83	82	-83	1006	650	1006	650	FREQ
38	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
39	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
40	0.20	67	-77	67	-77	1057	684	1057	684	Q.P.
41	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
42	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
43	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
44	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	SLV NO TRAFF
45	0.00	-167	-228	-167	-228	1151	746	1151	746	
46	0.00	-167	-228	-167	-228	1151	746	1151	746	
47	0.00	-167	-228	-167	-228	1151	746	1151	746	
48	0.00	-167	-228	-167	-228	1151	746	1151	746	
49	0.00	208	22	208	22	775	496	775	496	
50	0.00	208	22	208	22	775	496	775	496	
51	0.00	208	22	208	22	775	496	775	496	SLV TRAFF
52	0.00	208	22	208	22	775	496	775	496	
53	0.20	-226	-273	-226	-273	1261	820	1261	820	
54	0.20	-226	-273	-226	-273	1261	820	1261	820	
55	0.20	-226	-273	-226	-273	1261	820	1261	820	
56	0.20	-226	-273	-226	-273	1261	820	1261	820	
57	0.20	193	6	193	6	842	540	842	540	SLD NO TRAFF
58	0.20	193	6	193	6	842	540	842	540	
59	0.20	193	6	193	6	842	540	842	540	
60	0.20	193	6	193	6	842	540	842	540	
61	0.00	12	-109	12	-109	972	627	972	627	
62	0.00	12	-109	12	-109	972	627	972	627	
63	0.00	12	-109	12	-109	972	627	972	627	
64	0.00	12	-109	12	-109	972	627	972	627	
65	0.00	146	-19	146	-19	837	537	837	537	
66	0.00	146	-19	146	-19	837	537	837	537	
67	0.00	146	-19	146	-19	837	537	837	537	SLD TRAFF
68	0.00	167	-5	167	-5	816	523	816	523	
69	0.20	-7	-127	-7	-127	1042	674	1042	674	
70	0.20	-7	-127	-7	-127	1042	674	1042	674	
71	0.20	-7	-127	-7	-127	1042	674	1042	674	
72	0.20	-7	-127	-7	-127	1042	674	1042	674	
73	0.20	130	-35	130	-35	905	582	905	582	
74	0.20	130	-35	130	-35	905	582	905	582	
75	0.20	130	-35	130	-35	905	582	905	582	STR
76	0.20	130	-35	130	-35	905	582	905	582	
77	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988	
78	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762	GEO
79	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988	
80	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762	GEO
81	1.01	-85	-201	-85	-201	1307	850	1307	850	
82	1.01	-85	-201	-85	-201	1307	850	1307	850	
83	1.01	53	-101	53	-101	1124	729	1124	729	
84	1.01	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
85	0.75	53	-101	53	-101	1124	729	1124	729	
86	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
87	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	

729 eta di Pr RARA
 605 bemi S FREQ
 Q.P.



Sisma+Y

Comb.	moltiplicatore traffico	Aggetto posteriore				Aggetto anteriore				
		Favorevole		Sfavorevole		Favorevole		Sfavorevole		
		M	V	M	V	M	V	M	V	
		kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	
45	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	SLV NO TRAFF
46	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
47	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
48	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
49	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
50	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
51	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
52	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
53	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	SLV TRAFF
54	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
55	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
56	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
57	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
58	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
59	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
60	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
61	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	SLD NO TRAFF
62	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
63	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
64	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
65	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
66	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
67	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
68	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
69	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	SLD TRAFF
70	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
71	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
72	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
73	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
74	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
75	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
76	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	

11.2.5 Verifica oggetto anteriore piastra

All'incastro nell'oggetto anteriore sono previsti $\phi 24 / 20$ all'estradosso della fondazione e $\phi 24 / 20 + \phi 20 / 20$ lato controterra. È prevista inoltre un'armatura a taglio costituita da 3 staffe $\phi 16 / 20$.

L'armatura di ripartizione è costituita da $\phi 16 / 20$ lato estradosso della fondazione e lato controterra.

Caratteristiche geometriche

Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	150	cm	altezza
A cls	=	15000	cmq	area di cls

M_X --- V_Y

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione M_X positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	20	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	6.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As2	=	15.71	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As	=	38.33	cmq	Area acciaio in zona tesa

Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione M_X positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona compressa

Armatura trasversale, staffe e/o ferri piegati (per sollecitazione V_Y)

θ	=	45	°	Inclinazione della biella di cls (standard: 45°)
Asw 1° ordine:				
α	=	90	°	staffe: 90°; ferri piegati: angolo minore di 90°
n° bracci	=	5		
$\phi 1$	=	16	mm	Diametro staffe primo ordine
s	=	200	mm	Passo delle staffe

Spalla A

Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

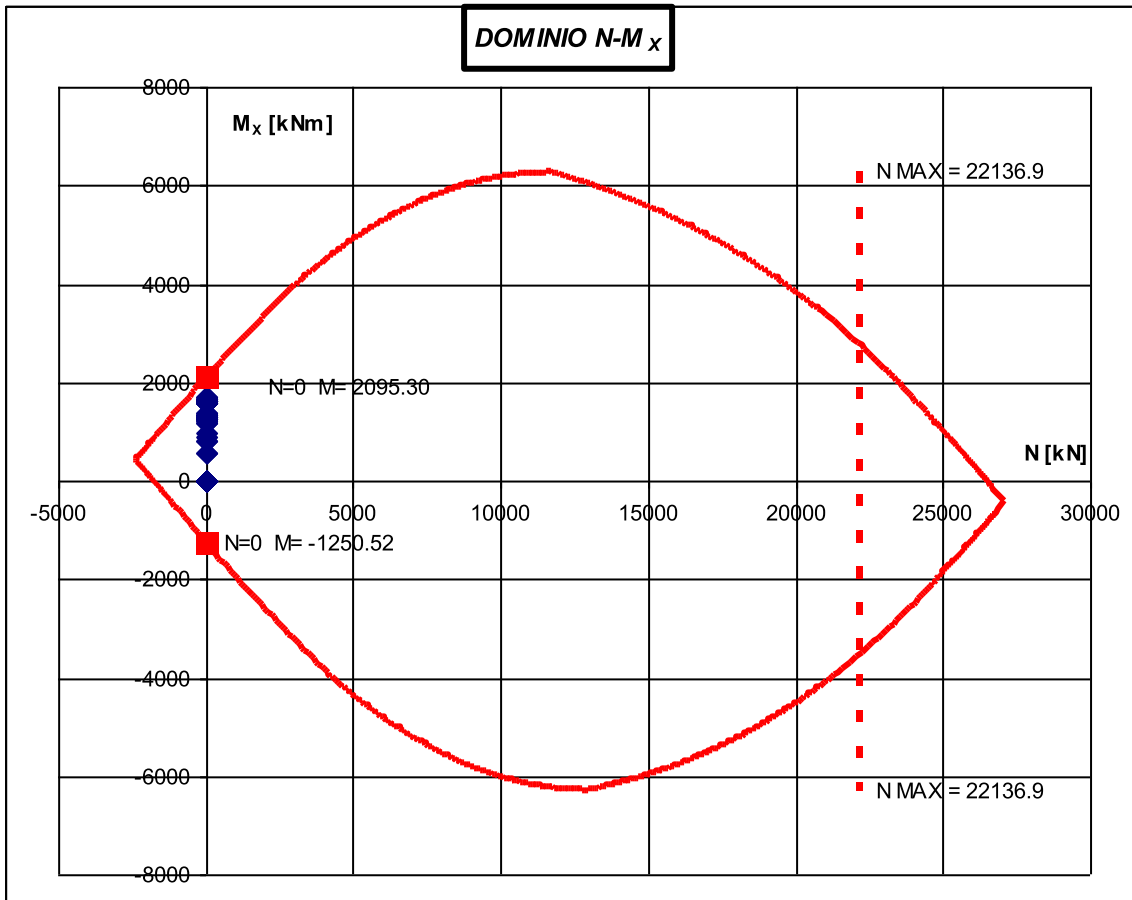
APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1		1636.8	1070.1	1.28
2	COMBO 2		1710.4	1119.2	1.23
3	COMBO 3		1640.2	1072.4	1.28
4	COMBO 4		1668.1	1091.0	1.26
5	COMBO 5		1298.3	844.4	1.61
6	COMBO 6		1371.9	893.5	1.53
7	COMBO 7		1301.7	846.7	1.61
8	COMBO 8		1329.6	865.3	1.58
9	COMBO 9		1636.8	1070.1	1.28
10	COMBO 10		1710.4	1119.2	1.23
11	COMBO 11		1640.2	1072.4	1.28
12	COMBO 12		1668.1	1091.0	1.26
13	COMBO 13		1298.3	844.4	1.61
14	COMBO 14		1371.9	893.5	1.53
15	COMBO 15		1301.7	846.7	1.61
16	COMBO 16		1329.6	865.3	1.58
17	COMBO 17		1608.3	1044.8	1.30
18	COMBO 18		1681.9	1093.9	1.25
19	COMBO 19		1611.7	1047.1	1.30
20	COMBO 20		1639.6	1065.7	1.28
21	COMBO 21		1269.8	819.1	1.65
22	COMBO 22		1343.5	868.2	1.56
23	COMBO 23		1273.2	821.4	1.65
24	COMBO 24		1301.1	840.0	1.61
25	COMBO 25		1608.3	1044.8	1.30
26	COMBO 26		1681.9	1093.9	1.25
27	COMBO 27		1611.7	1047.1	1.30
28	COMBO 28		1639.6	1065.7	1.28
29	COMBO 29		1269.8	819.1	1.65
30	COMBO 30		1343.5	868.2	1.56
31	COMBO 31		1273.2	821.4	1.65
32	COMBO 32		1301.1	840.0	1.61
33	COMBO 33		1595.7	1042.7	1.31
34	COMBO 34		1257.2	817.0	1.67
35	COMBO 35		1595.7	1042.7	1.31
36	COMBO 36		1257.2	817.0	1.67
37	COMBO 37		1567.2	1017.4	1.34
38	COMBO 38		1228.7	791.7	1.71
39	COMBO 39		1567.2	1017.4	1.34
40	COMBO 40		1228.7	791.7	1.71
41	COMBO 41		1180.2	765.7	1.78
42	COMBO 42		804.6	515.3	2.60
43	COMBO 43		1584.1	1035.0	1.32
44	COMBO 44		579.0	364.9	3.62
45	COMBO 45		1180.2	765.7	1.78
46	COMBO 46		804.6	515.3	2.60
47	COMBO 47		1584.1	1035.0	1.32
48	COMBO 48		579.0	364.9	3.62
49	COMBO 49		901.9	580.1	2.32
50	COMBO 50		969.1	625.0	2.16

APPROVATO SDP



Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Tipo di verifica a taglio: Elemento armato a taglio.

Verifica a taglio (V_y)

V_{sd y} = 1119 kN

V_{Rd y} = 2204 kN

SF = 1.97

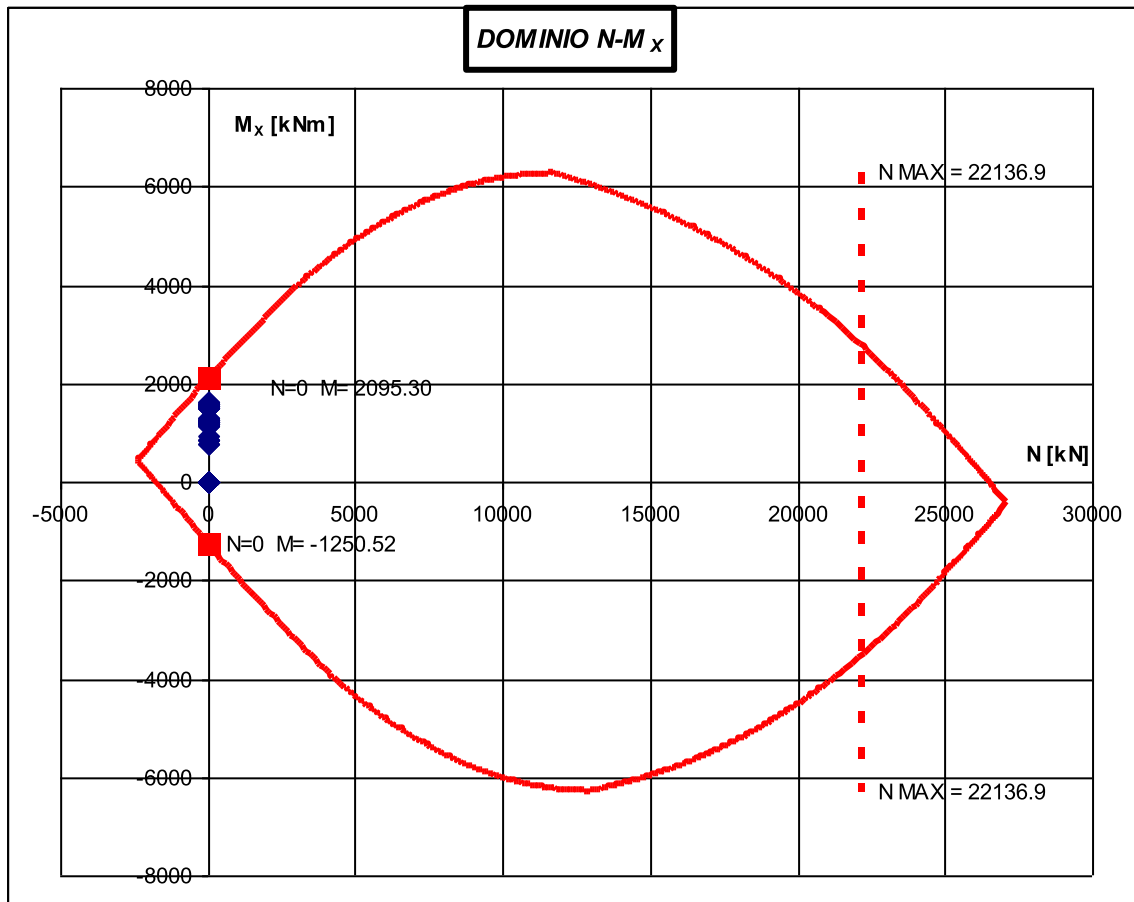
Spalla B

Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1		1592.2	1040.4	1.32
2	COMBO 2		1551.2	1013.0	1.35
3	COMBO 3		1551.2	1013.0	1.35
4	COMBO 4		1623.6	1061.3	1.29

5	COMBO 5		1253.8	814.7	1.67
6	COMBO 6		1212.7	787.4	1.73
7	COMBO 7		1212.7	787.4	1.73
8	COMBO 8		1285.1	835.6	1.63
9	COMBO 9		1592.2	1040.4	1.32
10	COMBO 10		1551.2	1013.0	1.35
11	COMBO 11		1551.2	1013.0	1.35
12	COMBO 12		1623.6	1061.3	1.29
13	COMBO 13		1253.8	814.7	1.67
14	COMBO 14		1212.7	787.4	1.73
15	COMBO 15		1212.7	787.4	1.73
16	COMBO 16		1285.1	835.6	1.63
17	COMBO 17		1563.8	1015.1	1.34
18	COMBO 18		1522.7	987.7	1.38
19	COMBO 19		1522.7	987.7	1.38
20	COMBO 20		1595.1	1036.0	1.31
21	COMBO 21		1225.3	789.4	1.71
22	COMBO 22		1184.2	762.0	1.77
23	COMBO 23		1184.2	762.0	1.77
24	COMBO 24		1256.6	810.3	1.67
25	COMBO 25		1563.8	1015.1	1.34
26	COMBO 26		1522.7	987.7	1.38
27	COMBO 27		1522.7	987.7	1.38
28	COMBO 28		1595.1	1036.0	1.31
29	COMBO 29		1225.3	789.4	1.71
30	COMBO 30		1184.2	762.0	1.77
31	COMBO 31		1184.2	762.0	1.77
32	COMBO 32		1256.6	810.3	1.67
33	COMBO 33		1551.2	1013.0	1.35
34	COMBO 34		1212.7	787.4	1.73
35	COMBO 35		1551.2	1013.0	1.35
36	COMBO 36		1212.7	787.4	1.73
37	COMBO 37		1522.7	987.7	1.38
38	COMBO 38		1184.2	762.0	1.77
39	COMBO 39		1522.7	987.7	1.38
40	COMBO 40		1184.2	762.0	1.77
41	COMBO 41		1150.5	745.9	1.82
42	COMBO 42		774.9	495.5	2.70
43	COMBO 43		1261.5	819.9	1.66
44	COMBO 44		842.2	540.4	2.49
45	COMBO 45		1150.5	745.9	1.82
46	COMBO 46		774.9	495.5	2.70
47	COMBO 47		1261.5	819.9	1.66
48	COMBO 48		842.2	540.4	2.49
49	COMBO 49		872.2	560.4	2.40
50	COMBO 50		939.4	605.2	2.23

APPROVATO SDP



Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Tipo di verifica a taglio: Elemento armato a taglio.

Verifica a taglio (V_Y)

V_{sd Y} = 1061 kN

V_{Rd Y} = 2204 kN

SF = 2.08

Verifica a fessurazione all'incastro dell'aggetto anteriore

Caratteristiche dei materiali

R_{ck} = 35 MPa resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo

E_c = 32588 MPa modulo elastico del calcestruzzo

Acciaio B 450 C saldabile tipo di acciaio

E_s = 210000 MPa modulo elastico dell'acciaio

n = 15 coefficiente di omogeneizzazione

Tensioni ammissibili

sigma c amm = 11.00 MPa tensione ammissibile del cls a compressione

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



tau c0	=	0.67	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura
tau c1	=	1.97	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura
fctm	=	2.83	MPa	tensione media ammissibile nel cls a trazione
fcfm	=	3.40	MPa	tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione
sigma s amm	=	255	MPa	tensione ammissibile dall'acciaio
tau b	=	2.00	MPa	tensione tangenziale di aderenza delle barre

Caratteristiche geometriche

Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	150	cm	altezza
A cls	=	15000	cmq	area di cls

Armatura in zona tesa

d1	=	24	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	20	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	6.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	interasse ferri seconda fila
As2	=	15.71	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As	=	38.33	cmq	area acciaio in zona tesa

Armatura in zona compressa

d1	=	24	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	area di acciaio in zona compressa

Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls

Ai	=	15914	cmq	area
S*i sup	=	1209587	cmc	momento statico superiore
ygi sup	=	76.01	cm	posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore
Ji	=	32317715.69	cm ⁴	momento di inerzia
Wi sup	=	425195	cmc	momento resistente superiore
Wi inf	=	436766	cmc	momento resistente inferiore

Sollecitazioni

N	=	0.00	KN	azione assiale (positiva se di compressione)
M	=	1239.10	KNm	azione flettente
T	=	0.00	KN	azione tagliante

Verifica tensioni in esercizio

N	=	0.00	KN
M	=	1239.10	KNm

APPROVATO SDP

e	=	0.00	cm	
yn	=	32.99	cm	posizione asse neutro da lembo superiore
yg sup	=	32.99	cm	posizione del baricentro della sezione parzializzata
S* yg =	=	63176.68	cm ³	momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata
Ji =	=	8365259.43	cm ⁴	momento di inerzia della sezione parzializzata
sigma c max	=	4.89	MPa	Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta
sigma s max	=	244.4	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s min	=	244.2	MPa	
sigma s' min	=	-57.3	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s' max	=		MPa	
Verifica a fessurazione				
N	=	0.00	KN	azione assiale
M	=	1239.10	KNm	azione flettente
N/M	=	0.00	1/m	rapporto fra azione assiale e flettente
Nf	=	0.00	KN	azione assiale per formazione fessure
Mf	=	1236.05	KNm	azione flettente per formazione fessure
sigma sf	=	243.8	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
yn f	=	32.99	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
Il momento di formazione delle fessure è minore del momento sollecitante è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure				
Nfa	=	0.00	KN	azione assiale per apertura fessure
Mfa	=	1485.00	KNm	azione flettente per apertura fessure
sigma sfa	=	292.9	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
yn fa	=	32.99	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
c'	=	6.0	cm	copriferro minimo da normativa per armatura in zona tesa
beta	=	1.7		
beta 1	=	1.0		
beta 2	=	0.5		1,0 carichi di breve durata - 0,5 carichi di lunga durata o ciclici
k 2	=	0.4		0,4 barre ad aderenza migliorata
k 3	=	0.125		0,125 asse neutro all'interno della sezione
num s	=	10.0		numero di ferri in zona tesa
s	=	10.00	cm	passo dell'armatura in zona tesa
d max	=	24	mm	diametro massimo dell'armatura in zona tesa
d min	=	20	mm	diametro minimo dell'armatura in zona tesa
c	=	6.00	cm	copriferro armatura in zona tesa
dist	=	-0.20	cm	distanza fra le file di barre in zona tesa
yn ff	=	76.01	cm	posizione asse neutro in stadio non fessurato
B eff	=	100	cm	base della sezione di cls efficace - limitazione = n-ferri * 14 * d max
H eff	=	20.00	cm	altezza della sezione di cls efficace
A cls eff	=	2000	cm ²	area efficace di cls
ro s	=	0.0192		rapporto area di acciaio e area efficace di cls
s rm	=	20.26	cm	distanza fra le fessure
e sm	=	0.00047		deformazione media delle barre fra le fessure
wk	=	0.160	mm	apertura delle fessure
c/c'	=	1.000		rapporto fra copriferro reale e copriferro minimo da normativa
wk'	=	0.160	mm	apertura delle fessure corretto secondo c/c'

APPROVATO SDP

L'apertura delle fessure è minore di 0.3 mm: la verifica è quindi soddisfatta.

11.2.6 Verifica oggetto posteriore piastra

All'incastro nell'oggetto posteriore sono previsti $\phi 24 / 20$ all'estradosso della fondazione e lato controterra. È prevista inoltre un'armatura a taglio costituita da 3 staffe $\phi 16 / 40$.

L'armatura di ripartizione è costituita da $\phi 16 / 20$ lato estradosso della fondazione e lato controterra.

Caratteristiche geometriche

Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	150	cm	altezza
A cls	=	15000	cmq	area di cls

M_X --- V_Y

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione $M_{X \text{ positiva}}$)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona tesa

Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione $M_{X \text{ positiva}}$)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona compressa

Armatura trasversale, staffe e/o ferri piegati (per sollecitazione V_Y)

θ	=	45	°	Inclinazione della biella di cls (standard: 45°)
Asw 1° ordine:				
α	=	90	°	staffe: 90°; ferri piegati: angolo minore di 90°
n° bracci	=	2.5		
$\phi 1$	=	16	mm	Diametro staffe primo ordine
s	=	200	mm	Passo delle staffe

Spalla A

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

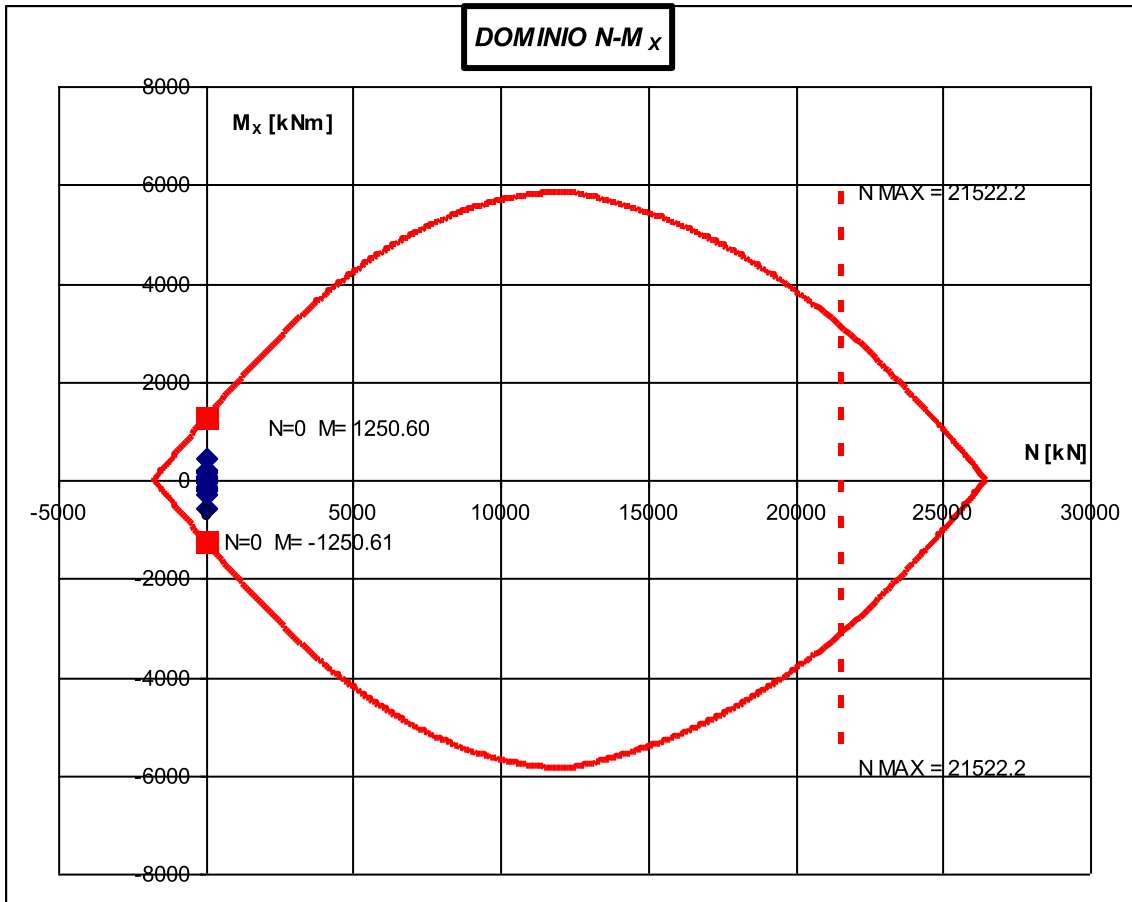


Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1		202.8	-18.2	6.17
2	COMBO 2		96.7	-79.8	12.94
3	COMBO 3		166.9	-33.0	7.49
4	COMBO 4		194.0	-14.9	6.45
5	COMBO 5		-19.9	-166.6	62.95
6	COMBO 6		-126.0	-228.3	9.92
7	COMBO 7		-55.8	-181.4	22.40
8	COMBO 8		-28.7	-163.4	43.58
9	COMBO 9		202.8	-18.2	6.17
10	COMBO 10		96.7	-79.8	12.94
11	COMBO 11		166.9	-33.0	7.49
12	COMBO 12		194.0	-14.9	6.45
13	COMBO 13		-19.9	-166.6	62.95
14	COMBO 14		-126.0	-228.3	9.92
15	COMBO 15		-55.8	-181.4	22.40
16	COMBO 16		-28.7	-163.4	43.58
17	COMBO 17		45.3	-158.2	27.62
18	COMBO 18		-60.9	-219.8	20.54
19	COMBO 19		9.3	-173.0	134.32
20	COMBO 20		36.4	-154.9	34.31
21	COMBO 21		-177.4	-306.7	7.05
22	COMBO 22		-283.6	-368.3	4.41
23	COMBO 23		-213.4	-321.5	5.86
24	COMBO 24		-186.3	-303.4	6.71
25	COMBO 25		45.3	-158.2	27.62
26	COMBO 26		-60.9	-219.8	20.54
27	COMBO 27		9.3	-173.0	134.32
28	COMBO 28		36.4	-154.9	34.31
29	COMBO 29		-177.4	-306.7	7.05
30	COMBO 30		-283.6	-368.3	4.41
31	COMBO 31		-213.4	-321.5	5.86
32	COMBO 32		-186.3	-303.4	6.71
33	COMBO 33		211.4	-3.3	5.92
34	COMBO 34		-11.3	-151.8	110.63
35	COMBO 35		211.4	-3.3	5.92
36	COMBO 36		-11.3	-151.8	110.63
37	COMBO 37		53.8	-143.3	23.23
38	COMBO 38		-168.9	-291.8	7.41
39	COMBO 39		53.8	-143.3	23.23
40	COMBO 40		-168.9	-291.8	7.41
41	COMBO 41		-196.9	-248.0	6.35
42	COMBO 42		178.6	2.4	7.00
43	COMBO 43		-548.9	-488.1	2.28
44	COMBO 44		456.1	181.9	2.74
45	COMBO 45		-196.9	-248.0	6.35
46	COMBO 46		178.6	2.4	7.00
47	COMBO 47		-548.9	-488.1	2.28
48	COMBO 48		456.1	181.9	2.74
49	COMBO 49		81.4	-62.4	15.36

APPROVATO SDP

50	COMBO 50	66.0	-78.1	18.94
----	----------	------	-------	-------



Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Tipo di verifica a taglio: Elemento armato a taglio.

Verifica a taglio (V_Y)

V_{sd Y} = 488 kN

V_{Rd Y} = 1102 kN

SF = 2.26

APPROVATO SDP

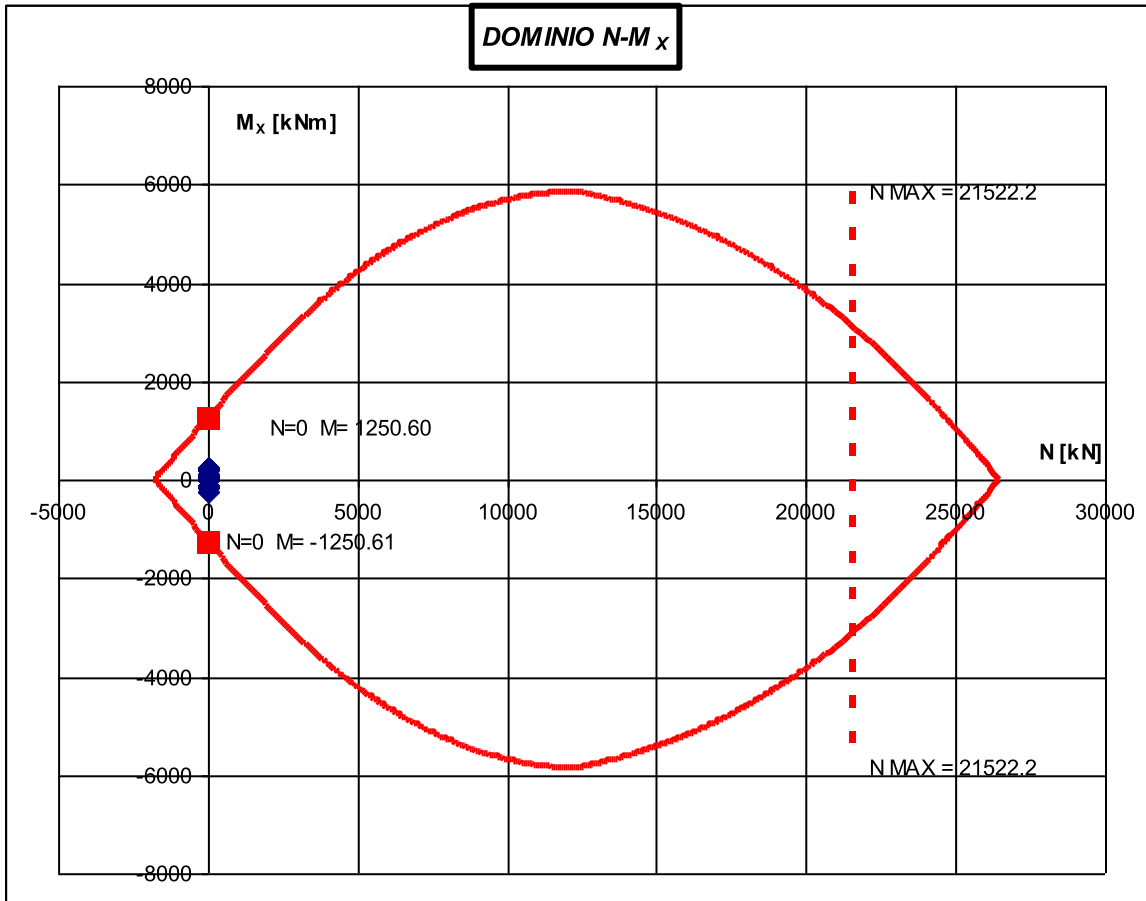
Spalla B

Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1		247.4	11.5	5.06
2	COMBO 2		255.9	26.4	4.89
3	COMBO 3		255.9	26.4	4.89
4	COMBO 4		238.5	14.8	5.24
5	COMBO 5		24.7	-137.0	50.71
6	COMBO 6		33.2	-122.1	37.64
7	COMBO 7		33.2	-122.1	37.64
8	COMBO 8		15.8	-133.7	79.00
9	COMBO 9		247.4	11.5	5.06
10	COMBO 10		255.9	26.4	4.89
11	COMBO 11		255.9	26.4	4.89
12	COMBO 12		238.5	14.8	5.24
13	COMBO 13		24.7	-137.0	50.71
14	COMBO 14		33.2	-122.1	37.64
15	COMBO 15		33.2	-122.1	37.64
16	COMBO 16		15.8	-133.7	79.00
17	COMBO 17		89.8	-128.5	13.93
18	COMBO 18		98.4	-113.7	12.71
19	COMBO 19		98.4	-113.7	12.71
20	COMBO 20		81.0	-125.3	15.44
21	COMBO 21		-132.9	-277.0	9.41
22	COMBO 22		-124.3	-262.1	10.06
23	COMBO 23		-124.3	-262.1	10.06
24	COMBO 24		-141.7	-273.7	8.82
25	COMBO 25		89.8	-128.5	13.93
26	COMBO 26		98.4	-113.7	12.71
27	COMBO 27		98.4	-113.7	12.71
28	COMBO 28		81.0	-125.3	15.44
29	COMBO 29		-132.9	-277.0	9.41
30	COMBO 30		-124.3	-262.1	10.06
31	COMBO 31		-124.3	-262.1	10.06
32	COMBO 32		-141.7	-273.7	8.82
33	COMBO 33		255.9	26.4	4.89
34	COMBO 34		33.2	-122.1	37.64
35	COMBO 35		255.9	26.4	4.89
36	COMBO 36		33.2	-122.1	37.64
37	COMBO 37		98.4	-113.7	12.71
38	COMBO 38		-124.3	-262.1	10.06
39	COMBO 39		98.4	-113.7	12.71
40	COMBO 40		-124.3	-262.1	10.06
41	COMBO 41		-167.2	-228.2	7.48
42	COMBO 42		208.3	22.2	6.00
43	COMBO 43		-226.4	-273.1	5.53
44	COMBO 44		192.9	6.5	6.48
45	COMBO 45		-167.2	-228.2	7.48
46	COMBO 46		208.3	22.2	6.00
47	COMBO 47		-226.4	-273.1	5.53

APPROVATO SDP

48	COMBO 48		192.9	6.5	6.48
49	COMBO 49		111.1	-42.7	11.26
50	COMBO 50		95.7	-58.3	13.07



Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Tipo di verifica a taglio: Elemento armato a taglio.

Verifica a taglio (V_y)

V_{Sd y} = 277 kN

V_{Rd y} = 1102 kN

SF = 3.98

APPROVATO SDP

Verifica a fessurazione all'incastro dell'aggetto posteriore**Caratteristiche dei materiali**

Rck	=	35	MPa	resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo
Ec	=	32588	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
Acciaio B 450 C saldabile				
Es	=	210000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
n	=	15		coefficiente di omogeneizzazione

Tensioni ammissibili

sigma c amm	=	11.00	MPa	tensione ammissibile del cls a compressione
tau c0	=	0.67	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura
tau c1	=	1.97	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura
fctm	=	2.83	MPa	tensione media ammissibile nel cls a trazione
fcfm	=	3.40	MPa	tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione
sigma s amm	=	255	MPa	tensione ammissibile dall'acciaio
tau b	=	2.00	MPa	tensione tangenziale di aderenza delle barre

Caratteristiche geometriche

Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	150	cm	altezza
A cls	=	15000	cmq	area di cls

Armatura in zona tesa

d1	=	24	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	interasse ferri seconda fila
As2	=	0.00	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As	=	22.62	cmq	area acciaio in zona tesa

Armatura in zona compressa

d1	=	24	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	area di acciaio in zona compressa

Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls

Ai	=	15679	cmq	area
S*i sup	=	1175894	cmc	momento statico superiore
ygi sup	=	75.00	cm	posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore
Ji	=	31244342	cm ⁴	momento di inerzia

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

Wi sup = 416591 cmc momento resistente superiore
Wi inf = 416591 cmc momento resistente inferiore

Sollecitazioni

N = 0.00 KN azione assiale (positiva se di compressione)
M = 233.20 KNm azione flettente
T = 0.00 KN azione tagliante

Verifica tensioni in esercizio

N = 0.00 KN
M = 233.20 KNm
e = 0.00 cm
yn = 25.83 cm posizione asse neutro da lembo superiore
yg sup = 25.83 cm posizione del baricentro della sezione parzializzata
S* yg = 39686.31 cmc momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata
Ji = 5334396.80 cm⁴ momento di inerzia della sezione parzializzata
sigma c max = 1.13 MPa Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta
sigma s max = 76.70 MPa Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s min = MPa
sigma s' min = -12.2 MPa Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s' max = MPa

Verifica a fessurazione

N = 0.00 KN azione assiale
M = 233.20 KNm azione flettente
N/M = 0.00 1/m rapporto fra azione assiale e flettente
Nf = 0.00 KN azione assiale per formazione fessure
Mf = 1178.95 KNm azione flettente per formazione fessure
sigma sf = 387.8 MPa tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
yn f = 25.83 cm posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure

Il momento di formazione delle fessure è maggiore del momento sollecitante non è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure.

APPROVATO SDP