

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

I1 - INTERCONNESSIONE A35-A4

CVAX1 - CAVALCAVIA VIA CAVALLERA

SPALLE, APPOGGI E GIUNTI

RELAZIONE 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:	
EMITT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.	STATO	REV.	LUG	2016	SCALA:	
65825	04	RC	E	I	I1	CV	AX1	00	00	001	00	A	00			

ELABORAZIONE PROGETTUALE				REVISIONE					
N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO	
A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI	

IL CONCESSIONARIO
CONCESSIONI AUTOSTRADALI LOMBARDE

IL CONCESSIONARIO
SOCIETÀ DI PROGETTO BREBEMI SPA Società di Progetto Brebemi SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 2 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

INDICE

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	5
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI.....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
3.1	Calcestruzzo.....	8
3.2	Acciaio.....	9
3.2.1	Armature per c.a. – Acciaio B 450 C.....	9
4	CRITERI DI CALCOLO	10
4.1	Criteri e definizione dell'azione sismica.....	10
4.1.1	Spettro di risposta elastico – componente orizzontale	13
4.1.2	Spettro di risposta elastico – componente verticale	14
4.2	Combinazioni di carico.....	15
4.2.1	Combinazioni per la verifica allo SLU	15
4.2.2	Combinazioni per la verifica allo SLE.....	16
4.2.3	Combinazioni per la condizione sismica	17
4.2.4	Coefficienti di combinazione.....	17
4.3	Sistema di vincolamento	18
4.4	Valutazione delle spinte del terreno	19
4.5	Verifiche degli elementi strutturali.....	19
4.6	Progettazione delle strutture di fondazione	19
4.7	Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	21
4.8	Copriferro minimo e copriferro nominale	22
5	PROGRAMMA DI CALCOLO	23
5.1	Lpile.....	23
6	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	24
7	CALCOLO DELLA STRUTTURA.....	26
7.1	Convenzione sui segni.....	26
7.2	Dati per analisi sismica.....	27

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 3 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

7.3	Elenco dati.....	29
7.3.1	Dati relativi alle travi.....	29
7.3.2	Dati relativi alla soletta e alla pavimentazione.....	29
7.3.3	Dati relativi alle finiture.....	29
7.3.4	Dati relativi ai carichi mobili.....	30
7.3.5	Dati relativi alle azioni sismiche.....	30
7.3.6	Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato.....	30
7.3.7	Dati relativi ai baggioli.....	30
7.3.8	Dati relativi alla spalla.....	31
7.3.9	Dati relativi alla platea di fondazione.....	31
7.3.10	Dati relativi al terreno.....	31
7.4	Azioni trasmesse dall'impalcato.....	32
7.4.1	Carichi permanenti.....	32
7.4.2	Azione elastica dovuta allo scorrimento dei dispositivi di appoggio.....	32
7.4.3	Carichi accidentali.....	33
7.4.4	Azione di frenamento.....	34
7.4.5	Azione del vento.....	34
7.4.6	Azione sismica.....	35
7.5	Azioni relative alla spalla.....	36
7.5.1	Peso proprio.....	36
7.5.2	Spinta delle terre.....	36
7.5.3	Azione del vento.....	38
7.5.4	Azione sismica.....	38
7.6	Fondazione.....	41
7.6.1	Palificata di fondazione.....	41
7.6.2	Geometria della palificata.....	42
7.6.3	Carichi elementari.....	42
7.6.4	Combinazioni di carico.....	43
7.6.5	Sollecitazioni sulla fondazione.....	46
7.7	Sollecitazioni sugli elementi strutturali.....	52
7.7.1	Platea di fondazione.....	52
7.7.2	Fusto spalla.....	57
7.7.3	Muri di risvolto.....	60
7.7.4	Paraghiaia.....	66
8	PALIFICATA DI FONDAZIONE.....	68
8.1	Azioni sui pali.....	68
8.2	Calcolo delle sollecitazioni sul palo.....	69
9	VERIFICHE STRUTTURALI.....	74
9.1	Paraghiaia.....	75

Società di Progetto

Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 4 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

9.1.1	Sezione d'incastro con il fusto.....	75
9.2	Fusto	78
9.3	Muri di risvolto	81
9.3.1	Sezione di attacco con la platea (sezione da filo orecchia $b=1.5m$).....	81
9.3.2	Sezione di attacco con la platea (sezione corrente)	84
9.4	Orecchia	87
9.5	Platea di fondaZione	90
9.5.1	Sezione d'incastro con il risvolto ($b_m = 1,5 m$).....	90
9.5.2	Sezione d'incastro con il risvolto (sezione corrente)	92
9.5.3	Sezione d'incastro con il fusto.....	95
9.6	Pali di fondazione.....	98
9.6.1	Verifiche strutturali SLU statico e sismico e SLE.....	98
9.6.2	Sezione di testa palo	99
9.6.3	Sezione di minor armatura	103
10	VERIFICA GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE.....	107
10.1.1	Verifiche geotecniche di portanza orizzontale.....	107
10.1.2	Verifiche geotecniche di portanza verticale	109
11	SISTEMA DI VINCOLAMENTO, APPOGGI E GIUNTI.....	113
11.1	Criteri di progetto dei dispositivi	114
11.1.1	Azioni trasmesse dall'impalcato	114
11.1.1.1	Pesi permanenti.....	114
11.1.1.2	Carichi accidentali.....	114
11.1.1.3	Azioni orizzontali trasversali	115
11.1.1.4	Azioni orizzontali longitudinali.....	116
11.1.2	Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato	117
11.2	Caratteristiche geometrico-inerziali degli apparecchi di appoggio	118
11.3	Azioni elementari sugli appoggi	118
11.4	Sollecitazioni sugli appoggi	119
11.5	Giunti.....	121

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 5 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il presente documento riguarda il cavalcavia con impalcato ad arco portante sottile e trave irrigidente, posto alla progressiva chilometrica 0+257,99 denominato Cavalcavia Cavallera, necessario per lo scavalco dell'autostrada A4 Milano -Brescia. Il progetto s'inserisce nell'ambito del Progetto Esecutivo dell'interconnessione A35-A4.

Il cavalcavia è costituito da un'unica campata in semplice appoggio di lunghezza complessiva dell'impalcato è 61.00m, la luce di calcolo è 60.00 m La sezione trasversale dell'opera accoglie una strada tipo F2, presenta quindi una larghezza utile del pavimentato pari a 8.50m e due marciapiedi laterali da 2.3m, per una larghezza complessiva di 13.10m. Sono previste barriere di sicurezza tipo H4 bordo ponte.

Tutti gli elementi metallici sono studiati per esser prefabbricati in officina con conci di lunghezza massima 13.00m. In relazione alla loro lunghezza i conci risultano trasportabili senza oneri specifici. Tutte le giunzioni previste per l'impalcato sono di tipo saldato.

La soletta in conglomerato cementizio armato è larga complessivamente 11.70m ed ha spessore medio pari a 20cm più 6mm di lastra di acciaio.

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci elettrosaldati, autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta, disposte lungo l'asse longitudinale dell'impalcato ed appoggiate sui traversi. La presenza di pioli connettori tipo Nelson sui traversi garantisce una piena collaborazione tra la soletta e la carpenteria metallica dei traversi.

Per garantire la non-labilità dell'impalcato nelle fasi di montaggio della carpenteria metallica e di getto della soletta vengono disposti dei controventi di piano diagonali realizzati da profili ad L.

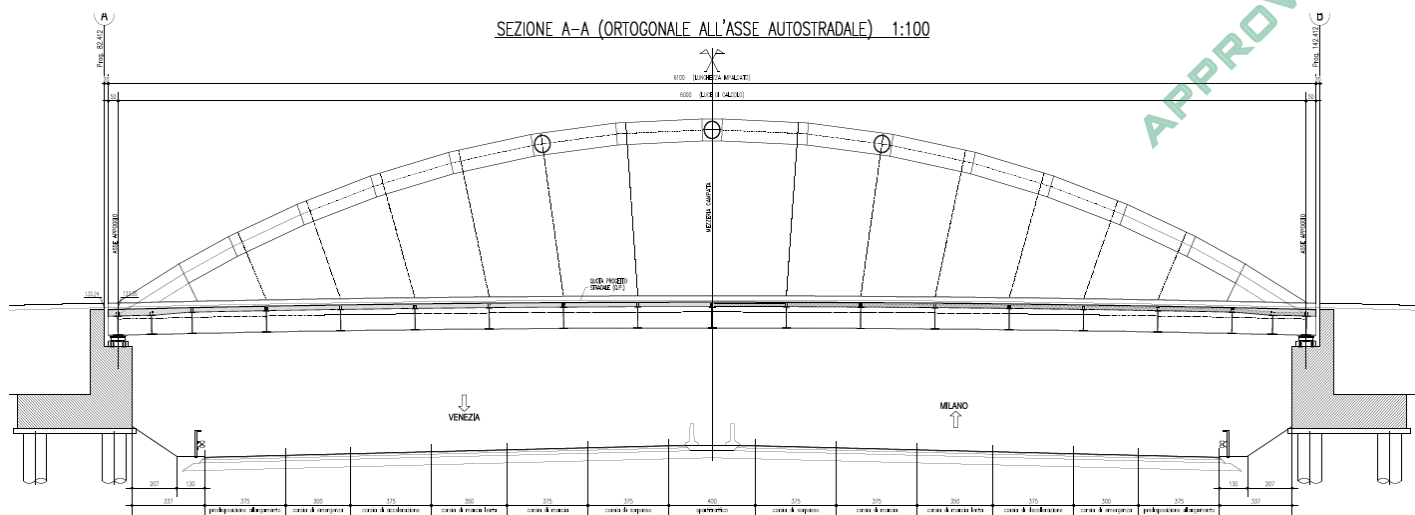


Figura 1-1 Vista Longitudinale

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 6 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

Le spalle dell'opera sono di tipo ordinario in conglomerato cementizio armato e presentano una platea a fondazione su pali; si prevedono n°10 pali di diametro $\Phi 1.20$ m e lunghezza $L=22.00$ m su ciascuna spalla.

L'opera è realizzata in zona sismica secondo quanto previsto dalla nuova mappatura sismica del suolo nazionale.

Il sistema di vincolamento è costituito da dispositivi di appoggio ad isolamento sismico in elastomero armato su ogni elemento di sostegno. I dispositivi sono costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione; essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidezza orizzontale essi garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura. I dispositivi sono inoltre dotati di una certa capacità dissipativa, che è determinata dalle caratteristiche della mescola elastomerica da cui sono costituiti, utile a minimizzare gli spostamenti della struttura isolata. Quindi sia le azioni longitudinali che trasversali sono naturalmente ripartite sulle spalle.

Nel seguito del presente documento verranno riportati i calcoli di dimensionamento e verifica degli elementi strutturali costituenti le spalle del Cavalcavia, oltre al calcolo di dimensionamento degli apparecchi di appoggio e dei giunti.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle derivante dall'applicazione della Normativa sui ponti stradali D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi.

Le spalle dell'opera hanno identiche caratteristiche geometriche; i calcoli svolti di seguito possono quindi ritenersi validi per entrambe.

APPROVATO SGP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 7 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

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

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- 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 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Progettazione delle strutture in acciaio - Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio - Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Progettazione delle strutture in acciaio - Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Progettazione delle strutture in acciaio - Ponti di acciaio
- UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per i ponti
- 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, specifiche 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

Società di Progetto
Brebemi SpA



3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di curabilità, in accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto contenute nello specifico documento "Prescrizioni materiali e note generali".

3.1 Calcestruzzo

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

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

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

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzi

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza adottata [C(fck/Rck) _{min}]	Copriferro adottato
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C15/20	-
Pali di fondazione gettati in opera	XC2	C25/30	75
Strutture di Fondazione	XC2	C28/35	40
Strutture di Elevazione	XC4	C28/35	40
	XF4		

Classi di cls e copriferri.

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C28/35
resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	28,00
resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	15,87
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	1,94
tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	2,90
tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	16,80
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ_c	N/mm ²	11,25	12,60
modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	31476	32308

Grandezze meccaniche relative al cls.

3.2 Acciaio

3.2.1 Armature per c.a. – Acciaio B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a.:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
Coefficiente parziale per verifiche sezionali	$\gamma_M =$	1.15
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391 N/mm ²
Tensione limite in esercizio	$\sigma_s =$	360 N/mm ²

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 10 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

4 CRITERI DI CALCOLO

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

4.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

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

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

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

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara) (§ 4.1.2.2.5)/(EC2 §

Società di Progetto
Brebem SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 11 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

7.2). Tale combinazione, in accordo al punto § 7.10.6.1. (NTC) e alla Circ. 617 § 7.10.6.1. (nella quale si afferma che il sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo SLU, fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD), consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

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

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la IV .

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

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{anni}$$

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

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

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

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

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

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico per la località considerata, in funzione delle coordinate dell'opera (latitudine 45,543370°, longitudine 10,12660°):

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [sec]
SLO	60	0,059	2,411	0,240
SLD	101	0,076	2,410	0,254

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 12 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

SLV	949	0,183	2,456	0,287
SLC	1950	0,231	2,472	0,298

Data l'ubicazione dell'opera, dalla relazione geotecnica dell'opera, si assume la categoria topografica T1, e la categoria di sottosuolo B.

Si ottiene quindi:

$$S_s = 1.20$$

$$S_t = 1$$

$$S = S_s \times S_t = 1.20$$

Per gli stati limite ultimi, ovvero di salvaguardia della vita e di collasso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, è lo spettro elastico, dove si sostituisce ad η il valore $1/q$, in cui q è il fattore di struttura. Nel caso in esame di ponte isolato, si assume un fattore di struttura pari a 1.0, come ricavato dalla Tabella 7.9.I del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni). Si assume inoltre che i dispositivi previsti garantiscano uno smorzamento $\xi = 15\%$, per cui si ottiene:

$$\eta = 0.707$$

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NT § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

$a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot a_g = 1.43 \cdot 0.183g = 0.262g$$

Essendo la spalla una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume il valore:

$$\beta_m = 1$$

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

$$(\text{SLV}) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.262$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.131$$

Le spinte delle terre, considerando la spalla una struttura priva di spostamenti rispetto al terreno (NT par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par. 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a attiva, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con la formula di Mononobe-Okabe:

Società di Progetto

Bresana SPA

APPROVATO SDP

$$\Delta P_d = 1/2 \times S \times (1+k_v) \times (K-k_a) \times \gamma \times h_{tot}^2$$

Il punto di applicazione della sovraspinta che interessa la spalla è posto $h/2$.

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NT § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

4.1.1 Spettro di risposta elastico – componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Per **SLV** si ottiene:

Parametri indipendenti

a_g	0,183g
F₀	2,456
T_C*	0,287s
S_s	1,200
C_C	1,412
S_T	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,707
T_B	0,135s
T_C	0,405s
T_D	2,334s

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Per **SLC** si ottiene:

Parametri indipendenti

a_g	0,231g
F₀	2,472
T_C[*]	0,298s
S_s	1,171
C_C	1,401
S_T	1,000

Parametri dipendenti

S	1,171
η	0,707
T_B	0,139s
T_C	0,418s
T_D	2,524s

4.1.2 Spettro di risposta elastico – componente verticale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Per **SLV** si ottiene:

Parametri indipendenti

a_{gv}	0,106g
S_s	1,000
S_t	1,000
q	1,000
T_B	0,050s
T_C	0,150s
T_D	1,000s

Parametri dipendenti

F_v	1,420
----------------------	-------

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



S	1,000
η	1,000

Per SLC si ottiene:

Parametri indipendenti

a_{gv}	0,150g
S _s	1,000
S _t	1,000
q	1,000
T _B	0,050s
T _C	0,150s
T _D	1,000s

Parametri dipendenti

F _v	1,604
S	1,000
η	1,000

4.2 Combinazioni di carico

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

4.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

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

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

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

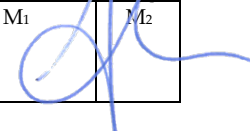
Trattandosi di opere interrate, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

- combinazione 1 $\rightarrow (A1+M1+R1) \rightarrow$ STR
- combinazione 2 $\rightarrow (A2+M1+R2) \rightarrow$ GEO (carico limite)

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
-----------	--	--	----------------	----------------

Società di Progetto
Brebemi SpA



Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0(0.9)	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5 (1.1)	1.35	1.0/1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1.8$
Scorrimento	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1.1$

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

$$\begin{aligned}
 \text{STR}) &\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\
 \text{EQU}) &\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\
 \text{GEO}) &\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))
 \end{aligned}$$

4.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

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

$$\begin{aligned}
 \text{Frequente}) &\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\
 \text{Quasi permanente}) &\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\
 \text{Rara}) &\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')
 \end{aligned}$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



4.2.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\begin{aligned}
 \text{STR}) \Rightarrow & E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} & \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\
 \text{GEO}) \Rightarrow & E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} & \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))
 \end{aligned}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi § 7.11.1(NTC) devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

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

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

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0 \div 0.2$ (condizione cautelativa).

Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si può assumere $\psi_{2i} = 0.2$.

4.2.4 Coefficienti di combinazione

Il raggruppamento in maniera sintetica delle combinazioni di base applicate nello sviluppo dei calcoli sono riportate nella tabella seguente:

stradali		PERMANENTI+PORTATI + RESISTENZE PASSIVE:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI DIVERSI:	VARIAZIONI TERMICHE:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI
		a	b	c	d	e	f	g	i	l	j	k
gruppo 1	SLU.1	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.350	1.350	0.000	0.000	0.900	1.125	0.720	0.000	0.000
	SLU.2	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.013	1.013	0.000	0.000	0.900	1.500	0.720	0.000	0.000
gruppo 2a	SLU.3	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.013	1.013	1.350	0.000	0.900	1.125	0.720	0.000	0.000
gruppo 2b	SLU.4	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.013	1.013	0.000	1.350	0.900	1.125	0.720	0.000	0.000
sisma	SISMA	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0.000	0.000
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	0.500	0.000	0.000
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0.000	0.000
	RAR-gr1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.600	0.000	0.600	0.000	0.000
	RAR-gr2a	1.000	1.000	0.750	0.750	1.000	0.000	0.600	0.000	0.600	0.000	0.000
	RAR-gr2b	1.000	1.000	0.750	0.750	0.000	1.000	0.600	0.000	0.600	0.000	0.000

Società di Progetto
Brebemi SpA

Per ogni tipologia di combinazioni (SLU, SLE), a loro volta sono state splittate in ulteriori sottogruppi, in modo da raccogliere tutte le possibili casistiche di combinazioni, questi sottogruppi (che saranno riportati nei paragrafi di calcolo appropriati) sono poi numerati con ordine "I, II, III, IV".

	PERMANENTI +PORTATI + RESISTENZE PASSIVE:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	VARIAZIONI TERMICHE:
	a	b	c	d	e	f	g	l
I	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
II	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0
III	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0
IV	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0

Per ogni combinazione di carico con eventuale sottogruppo si distinguono poi, quando occorra, i seguenti casi dovuti all'accidentale da traffico:

- carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente
- carico il solo impalcato
- carico il solo rilevato

Si aggiunge inoltre la verifica per la condizione provvisoria di rilevato sovraccarico in assenza dell'impalcato nonché la condizione con i soli carichi permanenti.

4.3 Sistema di vincolamento

Il calcolo svolto, nella condizione sismica, è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento.

Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidezze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni di esercizio per la ripartizione delle forze orizzontali tra i diversi elementi di sostegno.

Il sistema di vincolamento previsto per il ponte è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidezza orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre i dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa che è determinata dalla mescola elastomerica da cui sono costituiti e che è utile a minimizzare gli spostamenti della struttura isolata. I dispositivi previsti in corrispondenza delle pile sono inoltre dotati di una slitta che permette gli spostamenti in direzione longitudinale: di conseguenza le azioni longitudinali in condizioni di esercizio o in condizione sismica si ripartiscono sulle sole spalle e non vengono

APPROVATO SDR

Società di Progetto
Brebem SpA

trasmesse alle pile. L'unica azione longitudinale agente sulle pile è dovuta all'attrito. Le azioni trasversali invece sono trasmesse a pile e spalle: in questo modo viene ripartita su un maggior numero di punti l'azione del vento e quindi vengono minimizzati gli spostamenti orizzontali trasversali dovuti a tale azione che altrimenti rappresenterebbero un malfunzionamento dell'opera in condizioni di esercizio.

Di seguito si anticipano i valori delle rigidezze traslazionali dei dispositivi previsti in corrispondenza delle spalle in condizioni di esercizio e sismiche: tali valori verranno infatti utilizzate in condizioni sismiche in un'analisi dinamica lineare al fine della valutazione delle azioni sismiche e nella ripartizione delle azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai diversi elementi di sostegno.

	Spalle
Numero dispositivi di appoggio	2

	Kh dispositivi spalle
Condizioni di esercizio	12'375 kN/m
Condizioni sismiche	4950 kN/m

4.4 Valutazione delle spinte del terreno

Il calcolo delle spinte del terreno verrà svolto considerando uno schema di "spinta a riposo" in esercizio e uno schema di "spinta attiva" in condizione sismica. In condizioni sismiche, si applica l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Mononobe-Okabe.

4.5 Verifiche degli elementi strutturali

I dispositivi precedentemente descritti sono progettati affinché resistano senza danneggiarsi e quindi compromettere il funzionamento nelle condizioni di esercizio. Tale requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche allo SLV dei dispositivi.

Gli elementi di sostegno (spalle) sono progettati affinché, come richiesto dalla norma stessa al paragrafo 7.9.2., si mantengano in campo elastico sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo: in questo modo si ottiene la garanzia che, anche a seguito di un evento sismico di eccezionale intensità, gli unici elementi che ne possono rimanere danneggiati sono i dispositivi di vincolamento, più facilmente sostituibili alla fine dell'evento sismico, mentre gli elementi strutturali costituenti l'opera mantengono integre le proprie capacità di resistenza. Anche i pali di fondazione devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico, secondo quanto richiesto dalla norma al paragrafo 7.9.2.

4.6 Progettazione delle strutture di fondazione

Nel presente paragrafo si espongono i criteri di progettazione adottati per le strutture di fondazione, intese come il complesso palificata e plinto di fondazione.

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche delle fondazioni su pali vengono condotte con riferimento agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) e strutturali (STR).

APPROVATO SDR

Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 20 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Nella fattispecie si eseguono le analisi di progetto e verifica seguendo l'Approccio 1, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

L'Approccio 1 prevede la presa in esame delle seguenti **due combinazioni**:

Combinazione 1 (A1+M1+R1)

Combinazione 2 (A2+M1+R2)

Secondo quanto prescritto dalla normativa vigente gli elementi strutturali di fondazione devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmessi dalla struttura sovrastante.

Nel rispetto di tale indicazione le azioni sollecitanti agenti a base spalla, in termini di sforzo normale, tagli e momenti flettenti agenti nelle direzioni longitudinale e trasversale (N, Hl, Ht, Ml, Mt), vengono desunte dall'analisi globale della sovrastruttura in condizioni statiche e sismiche.

Si assume di progettare e verificare le strutture di fondazione per rimanere in campo elastico.

Individuate come appena esposto le azioni sollecitanti a quota estradosso plinto di fondazione, si esegue il dovuto trasporto delle stesse sino a quota testa palificata, secondo i principi della scienza delle costruzioni.

Infine si esegue il calcolo delle **sollecitazioni** di progetto **sui singoli pali**, a partire dalle azioni globali agenti sulla palificata.

Il **calcolo** viene svolto ipotizzando una **ripartizione lineare delle azioni** verticali, taglianti e dei momenti flettenti sui pali di fondazione.

Per maggiori dettagli si rimanda alle descrizioni riportate nei paragrafi specifici.

Le verifiche geotecniche allo S.L.U. dei pali vengono condotte nei confronti sia del carico limite verticale che del carico limite orizzontale.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno vengono desunte dalle indicazioni riportate nella relazione specialistica redatta dal progettista geotecnico.

Le verifiche geotecniche si ritengono soddisfatte quando risulti verificato che le azioni sollecitanti di progetto siano sempre inferiori alle corrispondenti resistenze, ossia quando, sia in condizioni statiche che sismiche:

$$Ed \leq Rd.$$

Le verifiche geotecniche allo S.L.E. dei pali vengono condotte calcolando l'entità degli spostamenti verticali ed orizzontali delle strutture di fondazione e verificandone la compatibilità con i requisiti della struttura in elevazione. Per la valutazione di tali spostamenti ci si avvale ancora una volta delle indicazioni riportate nella relazione specialistica geotecnica di riferimento.

Per le verifiche strutturali si considerano tutte le combinazioni previste dalla normativa di riferimento e precedentemente riportate, sia per lo S.L.U. che per lo S.L.E..

Allo S.L.U. si condurranno tutti i controlli di rito tramite domini di interazione per verificare la resistenza strutturale delle sezioni, mentre allo S.L.E. si eseguiranno i dovuti controlli, sia tensionali che di fessurazione, applicando i coefficienti parziali di combinazioni delle azioni previsti dalla normativa di riferimento e riportati nei paragrafi precedenti.

Società di Progetto

Brebemi SpA



4.7 Durabilità e prescrizioni sui materiali

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

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

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazione

CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Elevazione

CLASSE DI ESPOSIZIONE XC4-XF4

Nel rispetto del p.to 5.2.3.3.4 dell'NTC, in cui viene inserito oltre alla condizione ambientale anche il vincolo della ispezionabilità delle parti d'opera, le parti di struttura non ispezionabili perché contro terra vengono inseriti tra le parti di struttura in ambiente aggressivo.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*.

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brehmi SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 22 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

In grigio chiaro sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche in condizioni ordinarie.

In grigio scuro sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche in condizioni Aggressive.

4.8 Copriferro minimo e copriferro nominale

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

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 40mm, pertanto **$c_{nom}=45$ mm, valore valido per tutte le parti di struttura.**

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 23 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

5 PROGRAMMA DI CALCOLO

5.1 Lpile

L'analisi delle sollecitazioni sul palo di fondazione e dell'interazione terreno struttura è stata eseguita realizzando un modello di calcolo mediante il programma agli elementi finiti L-Pile v.2012, (prodotto da Ensoft Inc., Austin, Texas), che si basa sull'utilizzo delle curve p-y.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



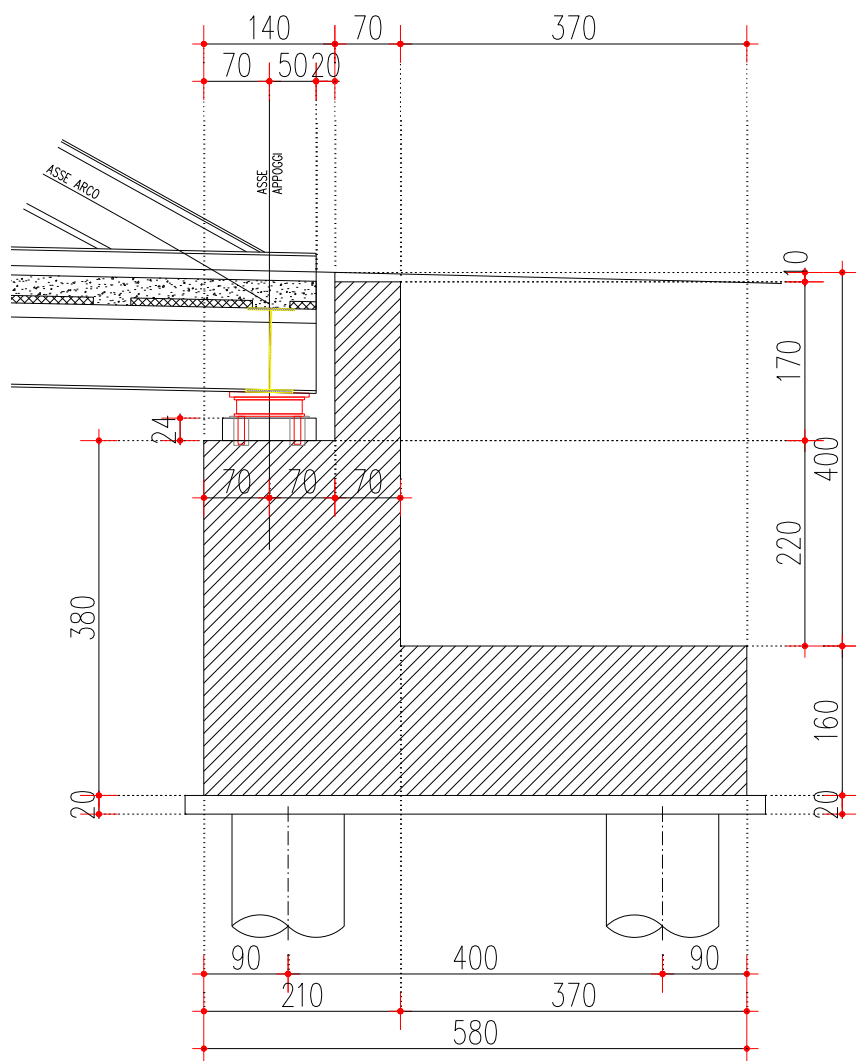


Fig. 2- Sezione longitudinale

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 26 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

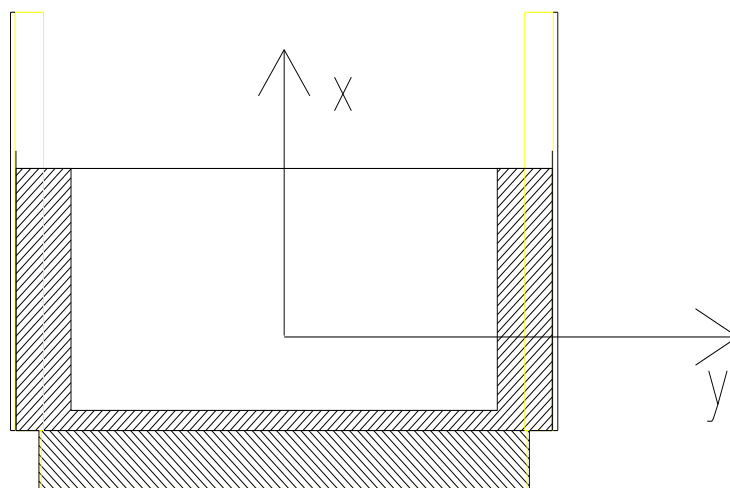
7 CALCOLO DELLA STRUTTURA

Di seguito, vengono riportati i calcoli di dimensionamento e verifica delle strutture costituenti la spalla in oggetto; esse sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

Poiché le due spalle del Cavalcavia sono analoghe fra di loro, i calcoli riportati si ritengono validi per entrambe.

7.1 Convenzione sui segni

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi x , y aventi origine nel baricentro della platea di fondazione e con l'asse x parallelo all'asse del ponte. In direzione longitudinale x , si considerano positive le azioni che hanno effetto stabilizzante nei confronti della spalla. Nel computo dei carichi e delle eccentricità si fa riferimento alla figura che segue.



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 27 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

7.2 Dati per analisi sismica

La struttura a realizzarsi deve conservare sotto l'azione sismica il suo comportamento elastico, quindi senza innescare di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili).

Le verifiche sismiche delle spalle da ponte, possono essere eseguite applicando l'azione sismica indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale, e verticale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_I \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto, la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET} + 0.30 A_{EV}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL} + 0.30 A_{EV}$$

$$E_V = A_{EV} + 0.30 A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

La forza statica equivalente che l'impalcato trasferisce alla spalla è data dall'espressione:

$$F = m \times S_e(T)$$

nella quale $S_e(T)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico in accelerazione assoluta, in funzione del periodo proprio della struttura.

Il periodo "T" per il calcolo con l'analisi statica equivalente, è valutato mediante l'espressione:

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{m/k}$$

nella quale "k" è la rigidezza della struttura nella direzione considerata.

I valori dell'azione sismica dovuta all'impalcato in direzione longitudinale, trasversale e verticale sono ricavate nel paragrafo "Apparecchi di appoggio".

I simboli utilizzati nelle formule parametriche di calcolo, per la definizione delle azioni sismiche nei paragrafi successivi, sono di seguito elencati:

γ = peso specifico del terreno

ϕ = angolo di attrito del terreno

γ_{cls} = peso specifico calcestruzzo

a_g = accelerazione di picco a suolo

S = fattore profilo stratigrafico del terreno

k = coefficiente di spinta

p_{tf} = pressione terreno alla base del fusto

p_{tp} = pressione terreno alla base del paraghiaia

p_{tr} = pressione terreno alla base del muro di risvolto

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 28 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

h_{tot} = altezza totale (fondazione+fusto+paraghiaia)

h_{fust} = altezza fusto spalla

h_p = altezza del paraghiaia

h_t = altezza totale fusto più paraghiaia

h_r = altezza risvolti (parte inferiore sotto risega o altezza fino imposta orecchia)

h_{rs} = altezza risvolti (parte superiore)

h_o = altezza orecchia

A_{r1} =area risvolto + orecchia (lato a maggiore y)

A_{r2} =area risvolto + orecchia (lato a minore y)

h_b = altezza baggioli

h_f = altezza fondazione

h_{ter} = altezza terreno imbarcato

s_f = spessore fusto

s_p = spessore paraghiaia

s_r = spessore risvolti

s_o = spessore orecchia

L_f = lunghezza fusto

L_p = lunghezza paraghiaia

L_r = lunghezza risvolto

L_o = lunghezza orecchia

A_{fond} =area fondazione

A_{ter} =area terreno imbarcato

$P_{imp.}$ = peso impalcato

$F_{cor.}$ = forza correttiva

T_{ls} = azione sismica dovuta all'impalcato in direzione longitudinale

T_{ts} = azione sismica dovuta all'impalcato in direzione trasversale

T_{vs} = azione sismica dovuta all'impalcato in direzione verticale

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



7.3 Elenco dati

7.3.1 Dati relativi alle travi

numero travi	n=	2
lunghezza travi (m)	Lt=	61,00
peso travi (kN/m) / peso struttura in acciaio (kN/m ²)	Pt=	3,55
interasse travi (m)	it=	14,20
altezza travi (m)	ht=	1.50+arco
interasse giunti (m)	ig=	61,20
interasse appoggi (m)	ia=	60,00
Lunghezza di afferenza alla spalla per carichi permanenti distribuiti uniformemente e per spinta del vento sull'impalcato	Laff=	30,50

7.3.2 Dati relativi alla soletta e alla pavimentazione

lunghezza impalcato (m)	Li=	61,00
larghezza pavimentazione (m)	Lp=	8,50
spessore pavimentazione (m)	spav=	0,10
peso pavimentazione (kN/m ²)	γ_p =	3,00
larghezza soletta (m)	Ls=	14,20
larghezza carreggiata (m)	Lcar=	8,50
spessore medio soletta (m)	ss=	0,20
spessore minimo soletta in corrispondenza marciapiede (m)	ssmin=	0,20
spessore pav. + eventuale pendenza trsv. -per az. vento- (m)	pv=	0,30
larghezza cordolo n° 1 -a maggior y- (m)	lc1=	2,85
larghezza cordolo n° 2 -a minor y- (m)	lc2=	2,85
altezza max cordoli (m)	hcmax=	0,26
altezza media cordoli (m)	hc=	0,21

7.3.3 Dati relativi alle finiture

peso barriere (kN/m)	pbar=	2,00
----------------------	-------	------

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 30 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

rete di protezione (kN/m)	pret=	2,00
elemento di bordo (kN/m)	pbor=	0,00

7.3.4 Dati relativi ai carichi mobili

numero di colonne di carico	nc=	2,00
larghezza colonne di carico (m)	Lcolon=	3,00
larghezza marciapiede 1 q1F (m)	lm1=	2.2
larghezza marciapiede 2 q1F (m)	lm2=	2.2
Azione di frenatura (kN)	fcalc=	265.00

7.3.5 Dati relativi alle azioni sismiche

categoria del suolo - A B C D E -	B
accelerazione orizzontale massima	0,183
azione da impalcato agente su spalla per sisma longitudinale (kN)	600.00
azione da impalcato agente su spalla per sisma trasversale SLV (kN)	600.00
azione da impalcato agente su spalla per sisma verticale (kN)	550.00
quota baricentro impalcato rispetto intradosso travi (m)	1,492

7.3.6 Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

spessore apparecchi di appoggio (m)	sapp=	0,15
posizione asse appoggi rispetto a filo valle spalla (m)	das=	0,70
eccentricità (distanza asse impalcato-asse appoggi travi)	dia=	0,00
raggio di curvatura -zero se rettilineo- (m)	Rcurv=	0,00
azione d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	a%=	0,00
Azione orizzontale imposta sugli appoggi (kN)	Himp=	-170,00

7.3.7 Dati relativi ai baggioli

altezza baggioli (m)	hb=	0,25
larghezza baggioli (m)	lb=	1.00
profondità baggioli (m)	pb=	1.00
posizione asse baggioli rispetto filo di valle spalla (m)	ib=	0.70

Società di Progetto
Brebemi SpA

APPROVATO SDP

7.3.8 Dati relativi alla spalla

altezza fusto spalla (m)	hf=	2,20
spessore fusto spalla (m)	sf=	2,10
lunghezza fusto spalla (m)	lf=	15,80
eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	efp=	0,00
altezza paraghiaia (m)	hp=	1,70
spessore paraghiaia (m)	sp=	0,70
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto (m)	dpf=	1,75
lunghezza risvolti (m)	lr=	3,70
spessore medio risvolti (m)	sr=	1,34
altezza orecchie (m)	ho=	4,050
lunghezza orecchie (m)	lo=	2,40
spessore orecchie (m)	so=	1,34

7.3.9 Dati relativi alla platea di fondazione

lunghezza platea di fondazione (m)	luf=	16,30
larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale- (m)	laf=	5,80
sbalzo anteriore (m)	sa=	0,00
spessore platea (m)	spl=	1,60

7.3.10 Dati relativi al terreno

inclinazione muro rispetto all'orizzontale (°)	90,0
inclinazione terrapieno rispetto all'orizzontale (°)	0,0

peso specifico terreno (kN/m2)	gterr=	19,00
angolo di attrito interno del terreno di monte (°)	Φ =	38,00
angolo di attrito interno del terreno di valle (°)	Φ_v =	38,00
altezza a filo anteriore fondazione del terreno di valle (m)	hv=	0,00
altezza a filo elevazione fusto del terreno di valle (m)	hef=	0,00
altezza a filo elevazione alle estremità della fondazione (m)	heef=	0,00
altezza a filo posteriore fondazione del terreno alle estremità (m)	hpf=	3,00
carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico (kN/m2)	qic=	20,00
carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico (kN/m2)	qis=	40,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Per quanto riguarda il carico accidentale utilizzato sul rilevato, ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali della spalla, è stato assunto in accordo alla cir. 617 par. 5.1.3.3.7.1. lo schema di carico 1, questo sovraccarico distribuito è stato opportunamente diffuso attraverso il rilevato con un'angolo di 30°.

A favore di sicurezza e per semplicità applicativa del carico così ripartito, si sono utilizzati i sovraccarichi distribuiti uniformi di cui alla precedente tabella.

7.4 Azioni trasmesse dall'impalcato

7.4.1 Carichi permanenti

Impalcato			
struttura in acciaio	(kN)	$gt = Pt \cdot Li \cdot (Lp + lc1 + lc2) =$	3075,01
soletta	(kN)	$gs = Ls \cdot ss \cdot Li \cdot 25 =$	4331,00
traversi di campata	(kN)	$gtc = Ptc \cdot 2 =$	0,00
traversi di testata	(kN)	$gtt = Ptt \cdot (nt - 2) =$	0,00
cordoli	(kN)	$gc = (lc1 \cdot hc + lc2 \cdot hc) \cdot Li \cdot 25 =$	1825,43
pavimentazione	(kN)	$gpav = Li \cdot Lp \cdot gp =$	1555,50
Finiture			
Barriere	(kN)	$gbar = pbar \cdot Li =$	122,00
Rete di protezione	(kN)	$gret = pret \cdot Li =$	122,00
Elemento di bordo	(kN)	$gbor = pbor \cdot Li =$	0,00
Carico totale (Ptot)		$Ptot = gt + gs + gtc + gtt + gc + gpa + gbar + gret + gbor =$	11590,00
Carico permanente trasmesso dall'impalcato (kN)		$Rper = (Ptot / Li) \cdot Laff =$	5795,00
agente con eccentricità trasversale (m)		$et = ((lc1 \cdot hc \cdot 25) \cdot (Ls / 2 - lc1 / 2) - (lc2 \cdot hc \cdot 25) \cdot (Ls / 2 - lc2 / 2)) \cdot (Laff / Rper =$	0,00

Considerando la lunghezza di afferenza dell'impalcato alla spalla, i carichi trasmessi alla sottostruttura sono di seguito riportati:

$$Laff = 30,5m$$

Carico permanente trasmesso dall'impalcato
agente con eccentricità trasversale

$$Rper = 5795,00 \text{ kN}$$

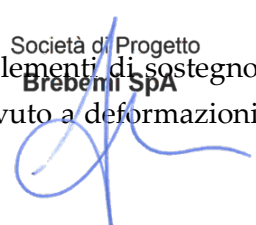
$$et = 0,00$$

7.4.2 Azione elastica dovuta allo scorrimento dei dispositivi di appoggio

I dispositivi di appoggio in elastomero armato, previsti per il ponte, trasmettono agli elementi di sostegno un'azione orizzontale proporzionale alla loro rigidezza ed allo scorrimento massimo dovuto a deformazioni

Società di Progetto

Brebini SPA

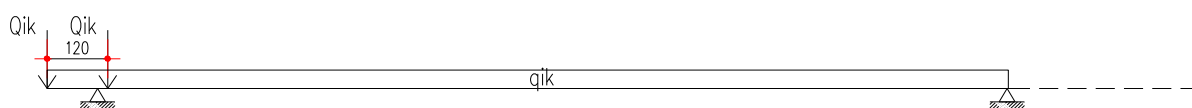


lente corrispondente alla dilatazione termica dell'impalcato e all'effetto ritiro e fluage (trasformato in un'azione equivalente generata dal AT).

Dal paragrafo relativo ai dispositivi di appoggio, in condizione SLV si deduce un'azione massima pari a 220.00kN.

7.4.3 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo n° 1. I carichi delle colonne di carico sono dislocati sull'impalcato, secondo lo schema seguente, schema che massimizza gli scarichi sulla spalla.



Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, compresa la folla sui marciapiedi, e la reazione totale sono le seguenti:

Scarico su app. colonna di carico n°1 (vicina al cordolo 1)	R,1=	1765,63
Scarico su appoggio colonna di carico n°2 (kN)	R,2=	723,40
Scarico su appoggio colonna di carico n°3 (kN)	R,3=	0,00
Scarico su appoggio colonna di carico n°4 (kN)	R,4=	0,00
Scario su appoggio folla cordolo n°1 (kN)	R,1e=	167,75
Scario su appoggio folla cordolo n°2 (kN)	R,2e=	167,75
Reazione totale (kN)	Rtot=	2824,52
Reazione accidentali in condizioni dinamiche	Racc=Rtot*φ	2824,52
Eccentricità carico R1 (m)	e,1=	2,750
Eccentricità carico R2 (m)	e,2=	-0,250
Eccentricità carico R3 (m)	e,3=	
Eccentricità carico R4 (m)	e,4=	
Eccentricità carico R1e (m)	e,1e=	5,350
Eccentricità carico R2e (m)	e,2e=	-5,350
Eccentricità globale (m)	e,tot=	1,238

Nelle condizioni di carico per gli stati limite di fessurazione per strutture di luce di calcolo maggiore di 10 m (e minore di 100 m) si sono considerati i seguenti valori del coefficiente ψ :

coefficiente Psi1	$\psi,1=$	0,750	Società di Progetto Brebemi SpA
coefficiente Psi2	$\psi,2=$	0.000	

[Firma]

7.4.4 Azione di frenamento

Anche in merito all'azione di frenamento si rimanda a quanto prescritto dal DM 14.01.08

L'azione è stata prevista al livello della superficie stradale, come prescritto dalla stessa normativa.

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

L'azione di frenamento complessiva relativa all'intero impalcato è pari a 530kN. Sulla singola spalla grava dunque la seguente azione orizzontale.

Azione di frenatura (kN)	fr,imp=	-265,00
agente ad h da intradosso fondazione (m)	hfr=	4,30

L'impalcato trasmette questa azione alla spalla tramite gli appoggi. Tale azione genera uno squilibrio verticale così definito:

Azione squilibrio verticale dovuto alla frenatura (kN)	Hpsqu=	-530,00
Quota di azione rispetto agli appoggi (m)	hsf=ht+Ssmin+pv=	1,40
Carico verticale aggiuntivo dovuto alla frenatura (kN)	Vpsqui=	13,84

7.4.5 Azione del vento

Si considera la lunghezza di afferenza alla spalla dei carichi dovuti all'impalcato.

Zona	Z=	1
altitudine sul livello del mare a_s (m)	$a_s=$	145
velocità di riferimento v_b (m/s)	$v_b=$	25,000
velocità di riferimento $v_b(100)$ (m/s)	$v_b(100)=$	25,981
categoria di esposizione	cat=	2
altezza costruzione (m)	$h_z=$	10
coefficiente di esposizione C_{ev}	$C_{ev}=$	2,352
pressione cinetica di riferimento q_b (kN/m ²)	$q_b=$	0,422
pressione del vento p (kN/m ²)	$p=$	0,993
Coefficiente di trascinamento	$C_f=$	2,00
pressione globale (sopravento e sottovento) w (kN/m ²)	$w=$	2,40
Superficie impalcato investita a ponte carico (m ²)	$S_{r,c}=(ht+ssmin+pv+3)*Li/2=$	134,20
Superficie impalcato investita a ponte scarico (m ²)	$S_{r,s}=(ht+ssmin+hcmax+1)*Li/2=$	173,2
Spinta relativa a ponte carico (kN)	$H_{vc}=w*S_{r,c}=$	335,5
Spinta relativa a ponte scarico (kN)	$H_{vs}=w*S_{r,s}=$	183

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brennini SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 35 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Altezza di applicazione della spinta a ponte carico da intradosso fond.	$h_{vc} = s_{app} + h_b + h_f + s_{pl} + (h_t + s_{smin} + p_v + 3)/2 =$	6,50
Altezza di applicazione della spinta a ponte scarico da intradosso fond.	$h_{vs} = s_{app} + h_b + h_f + s_{pl} + (h_t + s_{smin} + h_{cm} + a_x + 1)/2 =$	5,48

7.4.6 Azione sismica

Le azioni che l'impalcato trasferiscono alla spalla dipendono dalle caratteristiche dei dispositivi stessi ed in particolare dal valore della loro rigidezza orizzontale. Il calcolo di tali azioni è riportato per esteso nella Relazione impalcato ed è svolta attraverso il metodo dell'analisi statica equivalente. Si riportano di seguito i risultati principali di tali calcolazioni.

Azioni orizzontali trasmesse alla spalla in condizione sismica:

- in senso longitudinale $F_{sl} = 600,00 \text{ kN}$
agente a m 4.05 sopra intradosso fondazione.
- in senso trasversale $F_{st} = 600,00 \text{ kN}$
agente a m 4.05 sopra intradosso fondazione.

Azioni verticali trasmesse alla spalla in condizione sismica:

Azione sismica verticale $F_{sv} = 550,00 \text{ kN}$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



7.5 Azioni relative alla spalla

7.5.1 Peso proprio

Peso proprio	N (kN)	ex (m)	Ml(kNm)	ey (m)	Mt(kNm)
terreno alle testate	132,239	0,967	127,833	0,00	0,00
paraghiaia	461,125	-1,149	-529,833	0,000	0,000
fusto spalla	1790,250	-1,849	-3310,172	0,000	0,000
baggioli 12,500	-2,199	-27,488	0,000	0,000	0,000
fondazione	3781,600	0,000	0,000	0,000	0,000
risvolti 1018,869	1,051	1070,831	0,00	0,00	0,00
orecchie 651,240	4,101	2670,735	0,000	0,00	0,00
terreno a monte	3604,010	1,051	3786,012	0,000	0,00
TOTALE 11451,833		3787,919		0,000	0,000

7.5.2 Spinta delle terre

Spinta del terreno di monte

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla.

Si assumono quindi i seguenti parametri geotecnici:

- peso di volume $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

- angolo d'attrito $\phi = 38,00$

Il coefficiente di spinta a riposo risulta

$$K_r = 1 - \sin \phi = 0,384$$

Altezza totale della spalla:

$$H_{\text{tot}} = 1,60 + 2,20 + 1,70 + 0,10 = 5,600 \text{ m}$$

Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base:

pressione massima $p_1 = 40,858 \text{ kN/m}$

Spinta totale $S_1 = -1773,24 \text{ kN}$

agente a quota $h_1 = 2,80 \text{ m}$ da intradosso fondazione.

Spinta relativa del sovraccarico sul terrapieno

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno:

sovraccarico concomitante con impalcato scarico = $40,00 \text{ kN/m}^2$

sovraccarico concomitante con impalcato carico = $20,00 \text{ kN/m}^2$

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare:

pressione concomitante con impalcato carico $p_{2a} = 7,680 \text{ kN/m}^2$

pressione concomitante con impalcato scarico $p_{2b} = 15,360 \text{ kN/m}^2$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 37 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Spinta concomitante con impalcato carico $S_{2a} = -666.248 \text{ kN}$

Spinta concomitante con impalcato scarico $S_{2b} = -1333,248 \text{ kN}$

agenti ad $h_2 = 2.80 \text{ m}$ da intradosso fondazione.

Per quanto concerne gli accidentali adottati per il calcolo delle sollecitazioni che interessano gli elementi strutturali, si fa riferimento al carico ripartito dato dallo schema di carico 1.

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²

Tale carico viene posizionato in adiacenza all'elemento in esame e considerato ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

Le larghezze su cui si considera agente il carico sono:

in direzione longitudinale alla strada:

Detta L_{dl} la *larghezza di diffusione del carico longitudinale* dal piano stradale alla quota di calcolo, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale

in direzione trasversale alla strada:

Detta L_{dt} la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale

Il valore di L_{dt} viene poi limitato in base alle seguenti circostanze:

- ✓ presenza della seconda colonna di carico: il carico della 1° colonna, in corrispondenza dell'adiacenza alla 2° colonna, può essere diffuso al massimo fino a 0.30m all'esterno dell'impronta del carico;
- ✓ posizionando il carico in adiacenza al cordolo;

La pressione dovuta al Q_{1k} risulta pertanto:

$$Q_{1k,dis} = 600 / (L_{dl} * L_{dt})$$

$$q_{1k,dis} = 9 \text{ kN/m}^2$$

Spinta relativa al terreno di valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

Società di Progetto
Brebemi SpA



7.5.3 Azione del vento

superficie fianco spalla investita dal vento (m2)		24,49
spinta relativa (kN)	Hs=	57.60
agente a quota hs da intradosso fondazione (m)	h,s=	3.66

7.5.4 Azione sismica

Elenco dei dati utilizzati nelle formule parametriche per il calcolo delle azioni sismiche:

$$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 38,0^\circ$$

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$a_g = 0,183 \text{ m/s}^2$$

$$S = 1,20$$

$$k = 0,238$$

$$h_{tot} = 5,50 \text{ m}$$

$$h_{fust} = 2,20 \text{ m}$$

$$h_p = 1,7 \text{ m}$$

$$h_t = 4,05 \text{ m}$$

$$h_{rs} = 0,01 \text{ m}$$

$$h_b = 0,25 \text{ m}$$

$$h_f = 1,60 \text{ m}$$

$$h_{ter} = 3,90 \text{ m}$$

$$s_f = 2,10 \text{ m}$$

$$s_p = 0,70 \text{ m}$$

$$s_r = 1,34 \text{ m}$$

$$s_o = 1,34 \text{ m}$$

$$L_f = 15,8 \text{ m}$$

$$L_p = 15,5 \text{ m}$$

$$L_r = 3,70 \text{ m}$$

$$L_o = 2,40 \text{ m}$$

$$A_{fond} = 94,54 \text{ m}^2$$

$$A_{ter} = 51,70 \text{ m}^2$$

$$A_{r1} = 9,80 \text{ m}^2$$

$$A_{r2} = 9,80 \text{ m}^2$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 39 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Azioni inerziali

L'inerzia del complesso spalla e terreno imbarcato si articola con i seguenti contributi elementari:

Paraghiaia $(\gamma_{cls} \times h_p \times s_p \times L_p \times a_g / g \times S \times \gamma_I) = 120,55 \text{ kN}$
applicata a quota $h=4,650\text{m}$ da intradosso fondazione

Fusto $(\gamma_{cls} \times h_f \times s_f \times L_f \times a_g / g \times S \times \gamma_I) = 468,02 \text{ kN}$
applicata a quota $h=2,70\text{m}$ da intradosso fondazione

Muri di risvolto $(\gamma_{cls} \times h_r \times s_r \times L_r \times a_g / g \times S \times \gamma_I) \times 2 = 262,47 \text{ kN}$
Applicata a quota $h=3,63\text{m}$ da intradosso fondazione

Orecchie $[(\gamma_{cls} \times A_{r1} \times s_r) + (\gamma_{cls} \times A_{r2} \times s_r)] \times a_g / g \times S \times \gamma_I = 171,65 \text{ kN}$
applicata a quota $h=3,63\text{m}$ da intradosso fondazione

Fondazione $(\gamma_{cls} \times A_{fond} \times h_f) \times a_g / g \times S \times \gamma_I = 988,62 \text{ kN}$
applicata a quota $h=0,80 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Terreno imbarcato $(\gamma \times A_{ter} \times h_{ter}) \times a_g / g \times S \times \gamma_I = 1001,53 \text{ kN}$
Applicata a quota $h=3,55\text{m}$ da intradosso fondazione

Impalcato $T_{ls} = m \times S_e(T_l) = 600,00 \text{ kN}$
 $T_{ts} = m \times S_e(T_t) = 600,00 \text{ kN}$
applicata a quota $h=4,05\text{m}$ da intradosso fondazione
 $T_{vs} = m \times S_v(T_t) = 550,00 \text{ kN}$

APPROVATO SDP



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 40 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Spinta terre

Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta attiva; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni, la spinta totale di progetto E_d può essere calcolato come:

$$E_d = 0.5 \cdot (1 + k_v) \cdot K \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

dove il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Il punto di applicazione della spinta è posto ad $h_{tot}/3$, mentre quello di applicazione della sovraspinta dinamica ad $h_{tot}/2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La spinta delle terre vale:

$$S_t = 1/2 \times \gamma \times h_{tot}^2 \times K \times L_f = 1060,13 \text{ kN}$$

applicato a quota $h=1,83$ m da intradosso fondazione

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

$$\Delta P_d = 1/2 \times S \times (1 + k_v) \times (K - k_a) \times \gamma \times h_{tot}^2 \times \gamma_1 \times L_f = 972,06 \text{ kN}$$

applicato a quota $h=2,75$ m da intradosso fondazione

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 41 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

7.6 Fondazione

7.6.1 Palificata di fondazione

Il dimensionamento della palificata viene effettuato a partire da una ripartizione lineare delle azioni verticali, taglianti e dei momenti flettenti sui pali. La definizione del carico assiale agente sul palo più sollecitato è effettuata in accordo con la seguente espressione, valida sotto le ipotesi di plinto rigido e di vincolo di incastro tra la testa dei pali e il plinto:

$$N_i = \frac{N}{n} + \frac{(M_L + M_{L,i}) \cdot y_i}{\sum_{j=1}^n y_j^2} + \frac{(M_T + M_{T,i}) \cdot x_i}{\sum_{j=1}^n x_j^2}$$

dove:

N=azione verticale agente in testa alla palificata

M_L, M_T=momenti flettenti agenti in testa alla palificata in direzione longitudinale e trasversale

N_i=azione assiale agente alla testa del palo i-esimo

M_{L,i}, M_{T,i}=momenti di incastro risultanti che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita, ottenuti come: M_{L,i}= H_{L,i}/2α, M_{T,i}= H_{T,i}/2α

H_{L,i}, H_{T,i}=azioni di taglio sul palo i-esimo in direzione longitudinale e trasversale, ottenuti come: H_{L,i}= H_L/n, H_{T,i}= H_T/n, dove H_L e H_T sono le azioni orizzontali agenti sulla palificata in direzione longitudinale e trasversale

x_i, y_i= distanze in direzione longitudinale e trasversale del palo i-esimo dal baricentro della palificata

n=numero di pali che compongono la palificata

La definizione della lunghezza dei pali è fatta sulla base dell'azione assiale agente sul palo più sollecitato.

7.6.2 Geometria della palificata

diametro pali	$\phi =$	1,20 m
numero totale pali =		10
numero pali attivi longitudinalmente =		10
numero pali attivi trasversalmente =		10

Nella tabella seguente sono riportate le dimensioni della fondazione e le rispettive caratteristiche meccaniche della sezione rispetto agli assi baricentrici della platea (asse x ed asse y) e i moduli di resistenza relativi agli assi principali d'inerzia della palificata (asse 1 ed asse 2) individuati dalle coordinate del baricentro della palificata $x_0 = -0,400$ m, $y_0 = 0,000$ m, e dall'angolo $\alpha = 0,000$ deg tra l'asse x e l'asse 1.

n° palo	x (m)	y (m)	x0 (m)	y0 (m)	W,t (m)	W,l (m)	W,1 (m)	W,2 (m)
1	-2,00	7,200	-1,600	7,200	-31,680	24,000	-31,680	24,000
2	-2,00	4,320	-1,600	4,320	-52,800	24,000	-52,800	24,000
3	-2,00	1,440	-1,600	1,440	-158,400	24,000	-158,400	24,000
4	-2,00	-1,440	-1,600	-1,440	158,400	24,000	158,400	24,000
5	-2,00	-4,320	-1,600	-4,320	52,800	24,000	52,800	24,000
6	-2,00	-7,200	-1,600	-7,200	31,680	24,000	31,680	24,000
7	2,00	5,760	2,400	5,760	-39,600	-16,000	-39,600	-16,000
8	2,00	2,880	2,400	2,880	-79,200	-16,000	-79,200	-16,000
9	2,00	-2,880	2,400	-2,880	79,200	16,000	79,200	-16,000
10	2,00	-5,760	2,400	-5,760	39,600	16,000	39,600	-16,000

7.6.3 Carichi elementari

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla palificata (valori caratteristici), riferite agli assi baricentrici della platea.

Elenco dei carichi elementari.

- A) = Peso proprio della spalla e spinta delle terre
- B) = Peso proprio dell'impalcato
- C) = Carico accidentale sull'impalcato
- D) = Carico accidentale sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato
- E) = Carico accidentale sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato
- F) = Azione di frenatura
- G) = Azione centrifuga
- H) = Azione del vento a ponte carico
- I) = Azione del vento a ponte scarico
- L) = Azioni sismiche longitudinali
- M) = Azioni sismiche trasversali

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 43 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

N) = Azioni sismiche verticali

O) = Squilibrio verticale frenatura

carico	P (kN)	Mt (kN)	MI (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
A (peso proprio della spalla e spinta delle terre)	11451,833	0,000	477,876	0,000	-1773,237
B (peso proprio dell'impalcato)	5795,000	0,000	-13474,205	0,000	-170,000
C (carico accidentale impalcato)	3777,341	4674,62	-8306,372	0,000	0,000
D (carico acc. sul rilev contemp. all'acc. Sull'imp.)	0,000	0,000	-1866,547	0,000	-666,624
E (carico acc. sul rilev in ass. di acc. sull'imp.)	0,000	0,000	-3733,094	0,000	-1333,248
F (azione di frenamento)	0,000	0,000	-1139,500	0,000	-265,000
G (azione centrifuga)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
H (azione del vento a ponte carico)	0,000	2391,271	0,000	393,098	0,000
I (azione del vento a ponte scarico)	0,000	1213,361	0,000	240,598	0,000
L (squilibrio verticale frenatura)	13,840	0,000	-30,434	0,000	0,000
M (azioni sismiche longitudinali)	17788,17	1869,882	11116,51	817,269	4923,192
N (azioni sismiche trasversali)	17788,17	6232,941	4882,241	2724,23	2335,792
O (azioni sismiche verticali)	18881,65	1869,882	4882,241	817,269	2335,792

7.6.4 Combinazioni di carico

Carichi costituenti le varie combinazioni

g = carichi permanenti

q1 = carichi mobili

q2 = effetto dinamico dei carichi mobili

q3 = azione di frenamento

q4 = azione centrifuga

q5 = azione del vento

q7 = azioni da attrito

Combinazioni di carico considerate

Stati limite ultimi

		PERMANENTI+ PORTATI:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI DIVERSI:	STATO ATTIVO
		a=g	b=g	c=q1	d=q1	e=q3	f=q4	g=q5	i=q1	i=q7
gruppo 1	SLU.1	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.350	1.350	0.000	0.000	0.900	1.125	(1.00)1.35

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 44 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

	SLU.2	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.013	1.013	0.000	0.000	0.900	1.500	(1.00)1.35
gruppo 2a	SLU.3	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.013	1.013	1.350	0.000	0.900	1.125	(1.00)1.35
gruppo 2b	SLU.4	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.013	1.013	0.000	1.350	0.900	1.125	(1.00)1.35

Per ogni tipologia di combinazioni (SLU, SLE), a loro volta sono state splittate in ulteriori sottogruppi, in modo da raccogliere tutte le possibili casistiche di combinazioni, questi sottogruppi sono a loro volta numerati con ordine "I, II, III, IV".

	PERMANENTI +PORTATI + RESISTENZE PASSIVE:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	VARIAZIONI TERMICHE:
	a	b	c	d	e	f	g	l
I	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
II	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0
III	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0
IV	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0

Stati limite di fessurazione

		PERMANENTI+ PORTATI:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI DIVERSI:	ATTRITO
		a=g	b=g	c=q1	d=q1	e=q3	f=q4	g=q5	i=q1	i=q7
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	1.000
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
SLE	RAR-gr1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.600	0.000	1.000
SLE	RAR-gr2a	1.000	1.000	0.750	0.750	1.000	0.000	0.600	0.000	1.000
SLE	RAR-gr2b	1.000	1.000	0.750	0.750	0.000	1.000	0.600	0.000	1.000

Stati limite ultimi in condizione sismica

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche, si ottengono utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_I E + G_K$$

Gli effetti massimi generati dalle tre componenti traslazionali, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET} + 0.30 A_{EV}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL} + 0.30 A_{EV}$$

$$E_V = A_{EV} + 0.30 A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



	PERMANENTI+ PORTATI:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	ATTRITO
	a=g	b=g	c=q1	d=q1	e=q3	f=q4	g=q5	i=q1	i=q6	i=q7
sisma	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000	1,000

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 46 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

7.6.5 Sollecitazioni sulla fondazione

Carichi permanenti e condizione provvisoria

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
Prov. v.	11451,833	0,000	0,000	-3255,218	1325,515	0,000	-3106,485
C. Perm. (A+)	17246,833	0,000	0,000	-12265,329	-5366,596	0,000	-1773,237

Stati limite di esercizio (RAR)

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
RAR-gr1- I (V+, A+)	17246,833	1213,361	1213,361	-12996,329	-6097,596	240,598	-1943,237
RAR-gr1- IIa (V+, A+)	21024,174	6109,383	6109,383	-23169,248	-14759,578	235,8588	-2609,861
RAR-gr1- IIb (V+, A+)	21024,174	6109,383	6109,383	-21302,701	-12893,031	235,8588	-1943,237
RAR-gr1- IIc (V+, A+)	17246,833	728,017	728,017	-16729,423	-9830,690	144,3588	-3276,485
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+, F+)	20093,679	4940,728	4940,728	-21795,952	-13758,481	235,8588	-2708,205
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+, F-)	20065,999	4940,728	4940,728	-19456,084	-11429,685	235,8588	-2178,205
RAR-gr2a- IIIb (V+, A+, F+)	20079,839	4940,728	4940,728	-20365,608	-12333,673	235,8588	-2208,237
RAR-gr2a- IIIb (V+, A+, F-)	20079,839	4940,728	4940,728	-18086,608	-10054,673	235,8588	-1678,237
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+, F+)	17246,833	728,017	728,017	-16935,650	-10036,917	144,359	-3208,173
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+, F-)	17246,833	728,017	728,017	-14656,650	-7757,917	144,359	-2678,173
RAR-gr2b- IVa (V+, A+, C)	20079,839	4940,728	4940,728	-20626,018	-12594,082	235,859	-2443,205
RAR-gr2b- IVb (V+, A+, C)	20079,839	4940,728	4940,728	-19226,108	-11194,172	235,859	-1943,237

Stati limite di fessurazione

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
FR1a (A+)	20079,84	3505,97	3505,97	-19226,11	-11194,17	0,00	-1943,24
FR2b (A+, F+)	20090,22	3505,97	3505,97	-20103,56	-12067,47	0,00	-2141,99
QP (A+)	17246,83	0,00	0,00	-12996,33	-6097,60	0,00	-1943,24

Stati limite ultimi (STRU)

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
SLU.1-gr1-I (V+, A+)=g+q5*0.9	17246,83	1092,02	1092,02	-12996,33	-6097,60	216,54	-1943,24
SLU.1-gr1-I (V+, A+)=g*1.35+q5*0.9	23283,22	1092,02	1092,02	-17545,04	-8231,75	216,54	-2623,37
SLU.1-gr1-IIa (V+, A+)=g+q1+q2*1.35+0.9*q5	22346,24	8462,88	8462,88	-26729,77	-17791,27	353,79	-2843,18
SLU.1-gr1-IIa (V+, A+)=g*1.35+q1*1.35+q2*1.35+0.9*q5	28382,63	8462,88	8462,88	-31278,48	-19925,43	353,79	-3523,31
SLU.1-gr1-IIb (V+, A+)=g+q1+q2*1.35+0.9*q5	22346,24	8462,88	8462,88	-24209,93	-15271,43	353,79	-1943,24
SLU.1-gr1-IIb (V+, A+)=g*1.35+q1*1.35+q2*1.35+0.9*q5	28382,63	8462,88	8462,88	-28758,65	-17405,59	353,79	-2623,37
SLU.1-gr1-IIc (V+, A+)=g+q1+q2*1.35+0.9*q5	17246,83	1092,02	1092,02	-18036,01	-11137,27	216,54	-3743,12
SLU.1-gr1-IIc (V+, A+)=g*1.35+q1*1.35+q2*1.35+0.9*q5	23283,22	1092,02	1092,02	-22584,72	-13271,43	216,54	-4423,25

Società di Progetto
Brebemi SpA

$A_{+}=g*1,35+q1*1,35+q2*1,35+0,9*q5$							
SLU.2-gr1-IIa(V+, $A_{+}=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5$	21071,39	6885,20	6885,20	-23296,41	-14867,85	353,79	-2618,19
SLU.2-gr1-IIa(V+, $A_{+}=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5$	27107,78	6885,20	6885,20	-27845,12	-17002,01	353,79	-3298,33
SLU.2-gr1-IIb(V+, A+)=g+q1+q2*1,35-q3*1,013+0,9*q5	21071,39	8462,88	8462,88	-21406,53	-12977,97	353,79	-1943,24
SLU.2-gr1-IIb(V+, $A_{+}=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013-q3*1,013+0,9*q5$	25151,97	6885,20	6885,20	-25955,25	-15894,46	353,79	-2623,37
SLU.2-gr1-IIc(V+, $A_{+}=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5$	17246,83	1092,02	1092,02	-16776,09	-9877,35	216,54	-3293,15
SLU.2-gr1-IIc(V+, $A_{+}=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5$	23283,22	1092,02	1092,02	-21324,80	-12011,51	353,79	-3973,28
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F- $=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	21052,71	6885,20	6885,20	-21799,17	-13378,09	353,79	-2260,44
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F- $=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	27089,10	6885,20	6885,20	-26347,89	-15512,25	353,79	-2940,58
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, $F_{+}=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	17246,83	6885,20	6885,20	-24875,82	-17977,09	353,79	-2618,19
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, $F_{+}=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	27126,47	6885,20	6885,20	-29424,54	-18573,95	353,79	-3298,33
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, $F_{+}=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	21090,08	6885,20	6885,20	-22985,94	-14549,91	353,79	-2300,99
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, $F_{+}=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	27126,47	6885,20	6885,20	-27534,66	-16684,07	353,79	-2981,12
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F- $=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	21090,08	6885,20	6885,20	-19909,29	-11473,26	353,79	-1585,49
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F- $=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	27126,47	6885,20	6885,20	-24458,01	-13607,42	353,79	-2265,62
SLU.3-gr2a-IIIC(V+, A+, $F_{+}=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	17265,517	1092,025	1092,03	-18355,498	-11449,29	216,538	-3650,901
SLU.3-gr2a-IIIC(V+, A+, $F_{+}=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	23301,909	1092,025	1092,03	-22904,213	-13583,45	216,538	-4331,034
SLU.3-gr2a-IIIC(V+, A+, F- $=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	17265,517	1092,025	1092,03	-15278,848	-8372,64	216,538	-2935,401
SLU.3-gr2a-IIIC(V+, A+, F- $=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5$	23301,909	1092,025	1092,03	-19827,563	-10506,80	216,538	-3615,534
SLU.4-gr2b-IVa(V+, $A_{+}, C_{+}=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5$	21071,39	6885,20	6885,20	-23296,41	-14867,85	353,79	-2618,19
SLU.4-gr2b-IVa(V+, A+, $C_{+}=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5$	27107,78	6885,20	6885,20	-27845,13	-17002,01	353,79	-3298,33
SLU.4-gr2b-IVb(V+, A+, $C_{+}=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5$	21071,39	6885,20	6885,20	-21406,53	-12977,97	353,79	-1943,24

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

SLU.4-gr2b-IVb(V+, A+, $c = g*1,35 + q1*1,35 + q2*1,013 + q3*1,013 + q4*1,35 + 0,9*q5$	27107,78	6885,20	6885,20	-25955,25	-15112,13	353,79	-2623,37
SLU.4-gr2b-IVc(V+, A+, $c = g + q1 + q2*1,013 + q3*1,013 + q4*1,35 + 0,9*q5$	17246,833	1092,025	1092,03	-16776,087	-9877,35	216,538	-3293,151
SLU.4-gr2b-IVc(V+, A+, $c = g*1,35 + q1*1,35 + q2*1,013 + q3*1,013 + q4*1,35 + 0,9*q5$	23283,225	1092,025	1092,03	-21324,802	-12011,51	216,538	-3973,284
Prov. = $g + q2*1,35$	11451,83	0,00	0,00	-4561,80	18,93	0,00	-3573,12
Prov. = $g*1,35 + q2*1,35$	15459,98	0,00	0,00	-4394,54	1789,45	0,00	-4193,76

Stati limite ultimi (GEO)

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	Ml (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
SLU.1-GEO-gr1-I (V+, A+)= $g + q5*0,69$	17246,833	837,219	837,219	-12996,329	-6097,596	166,013	-1943,237
SLU.1-GEO-gr1-IIa(V+, A+)= $g + q1 + q2*1,15 + 0,69*q5$	21590,775	7025,790	7025,790	-24695,186	-16058,876	271,23762	-2709,855
SLU.1-GEO-gr1-IIb(V+, A+)= $g + q1 + q2*1,15 + 0,69*q5$	21590,775	7025,790	7025,790	-22548,657	-13912,347	271,23762	-1943,237
SLU.1-GEO-gr1-IIc(V+, A+)= $g + q1 + q2*1,15 + 0,69*q5$	17246,833	837,219	837,219	-17289,387	-10390,654	166,01262	-3476,472
SLU.2-GEO-gr1-IIa(V+, A+)= $g + q1 + q2*1,15 + 0,69*q5$	21590,775	8484,465	8484,465	-24695,186	-16058,876	271,23762	-2709,8546
SLU.2-GEO-gr1-IIb(V+, A+)= $g + q1 + q2*1,15 + 0,69*q5$	21590,775	7025,790	7025,790	-22548,657	-13912,347	271,23762	-1943,237
SLU.2-GEO-gr1-IIc(V+, A+)= $g + q1 + q2*1,15 + 0,69*q5$	17246,833	1649,977	1649,977	-17289,387	-10390,654	271,23762	-3476,4722
SLU.3-GEO-gr2a-IIIa(V+, A+, F-)= $g + q1 + q2*1,15 - q3*0,862 + 0,69*q5$	21578,838	7025,790	7025,790	-23738,617	-15107,081	271,23762	-2481,2921
SLU.3-GEO-gr2a-IIIa(V+, A+, F+)= $g + q1 + q2*1,15 + q3*0,862 + 0,69*q5$	21602,712	7025,790	7025,790	- 25704,2540 6	-17063,169	271,23762	-2938,4171
SLU.3-GEO-gr2a-IIIb(V+, A+, F+)= $g + q1 + q2*0,862 + q3*1,15 + 0,69*q5$	20504,789	5681,837	5681,837	-21471,000	-13269,084	271,238	-2247,987
SLU.3-GEO-gr2a-IIIb(V+, A+, F-)= $g + q1 + q2*0,862 - q3*1,15 + 0,69*q5$	20504,789	5681,837	5681,837	-18850,150	-10648,234	271,238	-1638,487
SLU.3-GEO-gr2a-IIIc(V+, A+, F+)= $g + q1 + q2*0,862 + q3*1,15 + 0,69*q5$	17262,749	837,219	837,219	-17561,547	-10656,447	166,013	-3397,913
SLU.3-GEO-gr2a-IIIc(V+, A+, F-)= $g + q1 + q2*0,862 - q3*1,15 + 0,69*q5$	17262,749	837,219	837,219	-14940,697	-8035,597	166,013	-2788,413

Società di Progetto
Brebemi SpA

SLU.4-GEO-gr2b-IVa(V+, A+,C)=g+q1+q2*0.862+q4*1,15+0,69*q5	20504,7895	5681,83674	5681,837	-	21770,4716 4	-13568,556	271,23762	-2518,2002
SLU.4-GEO-gr2b-IVb(V+, A+, C)=g+q1+q2*0.862+q4*1,15+0,69*q5	20504,789	5681,837	5681,837	-20160,575	-11958,659	271,238	-1943,237	
SLU.4-GEO-gr2b-IVc(V+, A+, C)=g+q1+q2*0.862+q4*1,15+0,69*q5	17246,833	837,219	837,219	-16216,123	-9317,390	166,013	-3093,163	
Provv.-GEO=g+q2*1,15	11451,833	0	0,000	-3815,1821	765,551	-3306,4722	-666,624	
C.Perm.-GEO=g	17246,833	0	0,000	-12996,329	-6097,596	0	-1943,237	

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
RAR-GEO-gr1- I (V+, A+)	17246,833	1213,361	1213,361	-12996,329	-6097,596	240,598	-1943,237
RAR-GEO-gr1- IIa (V+, A+)	21024,174	6109,383	6109,383	-23169,248	-14759,578	235,8588	-2609,861
RAR-GEO-gr1-IIb (V+, A+)	21024,174	6109,383	6109,383	-21302,701	-12893,031	235,8588	-1943,237
RAR-GEO-gr1- IIc (V+, A+)	17246,833	728,017	728,017	-16729,423	-9830,690	144,3588	-3276,485
RAR-GEO-gr2a- IIIa (V+, A+,F+)	20093,679	4940,728	4940,728	-21795,952	-13758,481	235,8588	-2708,205
RAR-GEO-gr2a- IIIa (V+, A+,F-)	20065,999	4940,728	4940,728	-19456,084	-11429,685	235,8588	-2178,205
RAR-GEO-gr2a-IIIb (V+, A+,F+)	20079,839	4940,728	4940,728	-20365,608	-12333,673	235,8588	-2208,237
RAR-GEO-gr2a-IIIb (V+, A+,F-)	20079,839	4940,728	4940,728	-18086,608	-10054,673	235,8588	-1678,237
RAR-GEO-gr2a- IIIc (V+, A+,F+)	17246,833	728,017	728,017	-16935,650	-10036,917	144,359	-3208,173
RAR-GEO-gr2a- IIIc (V+, A+,F-)	17246,833	728,017	728,017	-14656,650	-7757,917	144,359	-2678,173
RAR-GEO-gr2b- IVa (V+, A+,C)	20079,839	4940,728	4940,728	-20626,018	-12594,082	235,859	-2443,205
RAR-GEO-gr2b- IVb (V+, A+,C)	20079,839	4940,728	4940,728	-19226,108	-11194,172	235,859	-1943,237
Provv.-GEO	11451,833	0,000	0,000	-3255,218	1325,515	0,000	-3106,485
C.Perm. (A+)-GEO	17246,833	0,000	0,000	-12265,329	-5366,596	0,000	-1773,237

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 50 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Condizione sismica

Sollecitazioni nel baricentro fondazione per sisma longitudinale

Le azioni riportate nella tabella seguente sono dovute alla inerzia del complesso spalla, nonché alle spinte delle terre in condizioni statiche e dinamiche. Le azioni della tabella seguente derivano dai singoli contributi presi con la loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

	M _i (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _i (kN)	H _t (kN)
Spinta terre	1943,57	0,0	0,0	1060,13	0,0
Incremento dinamico spin.	2673,15	0,00	0,0	972,06	0,00
Inerzia risvolti+orecchie	1573,71	472,11	1725,71	434,13	130,24
Inerzia fusto+paraghiaia	1824,23	547,27	2339,66	588,57	176,57
Inerzia terreno imbarcato	0,00	0,00	3981,20	1001,53	300,46
Azioni da impalcato	3179,25	953,78	5960,00	600,00	200,00
Inerzia fondazione	0.00	0.00	3781,60	988,62	296,5861

Le sollecitazioni risultanti applicate nel baricentro della fondazione, sono le seguenti:

	M _i (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _i (kN)	H _t (kN)
Risultanti	22908,87	1973,157	17788,2	5996,81	1139,355

Sollecitazioni nel baricentro fondazione per sisma trasversale

Le azioni riportate nella tabella seguente sono dovute alla inerzia del complesso spalla, nonché alle spinte delle terre in condizioni statiche e dinamiche. Le azioni riportate nella tabella seguente derivano dai singoli contributi presi con la loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

	M _i (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _i (kN)	H _t (kN)
Spinta terre	1943,57	0,0	0,0	1060,13	0,0
Incremento dinamico spin.	801,95	0,00	0,0	291,62	0,00
Inerzia risvolti+orecchie	472,11	1573,71	1725,71	130,24	434,13
Inerzia fusto+paraghiaia	547,27	1824,23	2339,66	176,57	588,57
Inerzia terreno imbarcato	0,00	0,00	3981,20	300,46	1001,53
Azioni da impalcato	953,78	3179,25	5960,00	200,00	600,00
Inerzia fondazione	0.00	0.00	3781,60	296,59	988,62

Le sollecitazioni risultanti applicate nel baricentro della fondazione, sono le seguenti:

	M _i (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _i (kN)	H _t (kN)
Risultanti	16433,63	6577,19	17788,17	2657,88	3797,85

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 51 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Sollecitazioni nel baricentro fondazione per sisma verticale

Le azioni riportate nella tabella seguente sono dovute alla inerzia del complesso spalla, nonché alle spinte delle terre in condizioni statiche e dinamiche. Le azioni riportate nella tabella seguente derivano dai singoli contributi presi con la loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

	M _l (kNm)	M _r (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _r (kN)
Spinta terre	1943,57	0,0	0,0	1060,13	0,0
Incremento dinamico spin.	801,95	0,00	0,0	291,62	0,00
Inerzia risvolti+orecchie	472,11	472,11	1877,66	130,24	130,24
Inerzia fusto+paraghiaia	547,27	547,27	2545,66	176,57	176,57
Inerzia terreno imbarcato	0,00	0,00	4331,73	300,46	300,46
Azioni da impalcato	953,78	953,78	6345,00	200,00	200,00
Inerzia fondazione	0,00	0,00	4770,22	296,59	296,59

Le sollecitazioni risultanti applicate nel baricentro della fondazione, sono le seguenti:

	M _l (kNm)	M _r (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _r (kN)
Risultanti	17134,13	1973,157	19870,3	2657,88	1139,36

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 52 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

7.7 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

Nel presente paragrafo, vengono calcolate le sollecitazioni dei vari elementi strutturali componenti il complesso spalla.

7.7.1 Platea di fondazione

Per quanto riguarda le sollecitazioni che interessano la fondazione in direzione trasversale, si può assumere che i muri di risvolto, incastrati sulla stessa, trasmettano una tenso-flessione.

In direzione longitudinale, data la geometria della fondazione, le sollecitazioni dimensionanti, sono dovute all'incastro della stessa con il fusto. E' evidente che questo schema di funzionamento risulta ampiamente cautelativo, poichè che la fondazione ha un comportamento a lastra e quindi è spaziale con diffusione dei carichi.

Direzione trasversale

Le sollecitazioni che interessano la fondazione sono quelle trasmesse dai muri di risvolto, ipotizzando per questi un comportamento a mensola verticale incastrata alla base, come da schema seguente:



Si considerano due distinte sezioni di calcolo: la prima posizionata a filo orecchia, sulla quale si ipotizza che le sollecitazioni derivanti dall'orecchia vengano assorbiti dalla prima fascia di muro di risvolto, e la seconda tipica più interna.

Il calcolo è fatto con schemi statici semplici, riportando sulla fondazione le sollecitazioni alla base dei risvolti, che quindi diventano le sollecitazioni della stessa all'attacco con i risvolti.

Si considerano come carichi agenti la spinta delle terre e del sovraccarico.

A partire dalle sollecitazioni flettenti e di taglio ricavate alla base dei risvolti, si ottengono le sollecitazioni flettenti e assiali di trazioni agenti in asse alla platea, secondo le espressioni riportate di seguito:

$$N_p = T_r$$

$$M_p = M_r + T_r \cdot s_f / 2$$

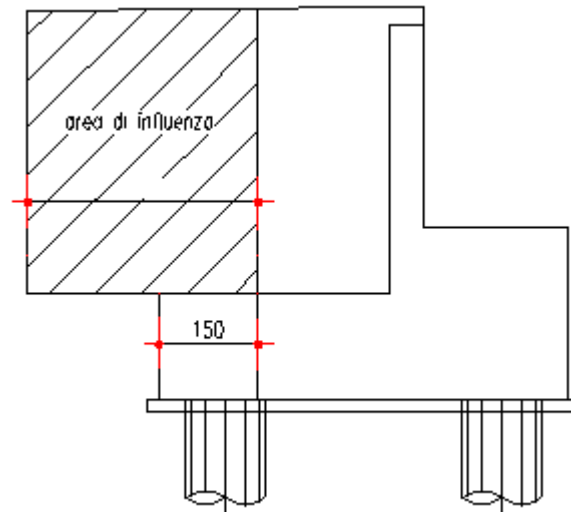
Dove:

Società di Progetto
Brebemi SpA



N_p = sforzo assiale (trazione) sulla platea
 M_p = Momento flettente sulla platea
 M_r = momento flettente alla base del risvolto
 T_r = taglio alla base del risvolto
 sf = spessore della platea

Le sollecitazioni inerenti la prima fascia di muro a filo orecchia sono eseguite con riferimento allo schema riportato in figura.



Larghezza di calcolo della sezione a flessione
 Lunghezza orecchia
 Altezza risvolto

$b_m = 1,5m$
 $b_m = 2.40m$
 $b_m = 4.00m$

STATO LIMITE ULTIMO

$M_p =$	$1672,933+680=2353$	kNm/m
$N_p =$	850,715	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

$M_p =$	$1239,209+504=1743$	kNm/m
$N_p =$	630,159	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

$M_p =$	$1005,285+504=1510$	kNm/m
$N_p =$	630,159	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 54 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

$M_p =$	$303,514+182=486$	kNm/m
$N_p =$	227,64	kN/m

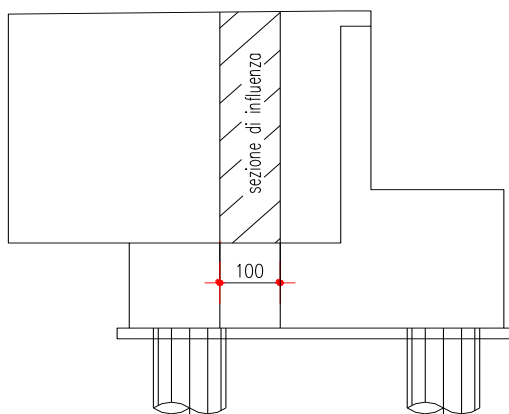
CONDIZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti alla base del risvolto date dai vari contributi, sono di seguito riportate:

Sollecitazioni per muro sotto sisma

	M_{tot} (kNm/m)	N_{tot} (kN/m)
Risultante muro sotto sisma	$717,01+322=1040$	402,00

Le sollecitazioni che interessano la base del muro di risvolto per la restante parte (sezione corrente):



STATO LIMITE ULTIMO

Momento =	428,957	kNm/m
Azione assiale =	218,132	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Momento =	317,746	kNm/m
Azione assiale =	161,579	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

Momento =	257,77	kNm/m
Azione assiale =	135,78	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

Momento alla base =	77,82	kNm/m
Azione assiale =	58,37	kN/m

CONDIZIONI SISMICHE

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	M _{tot} (kNm/m)	N _{tot} (kN/m)
Risultante muro sotto sisma	230,59	126,16
Risultante muro sopra sisma	-68,36	-21,40

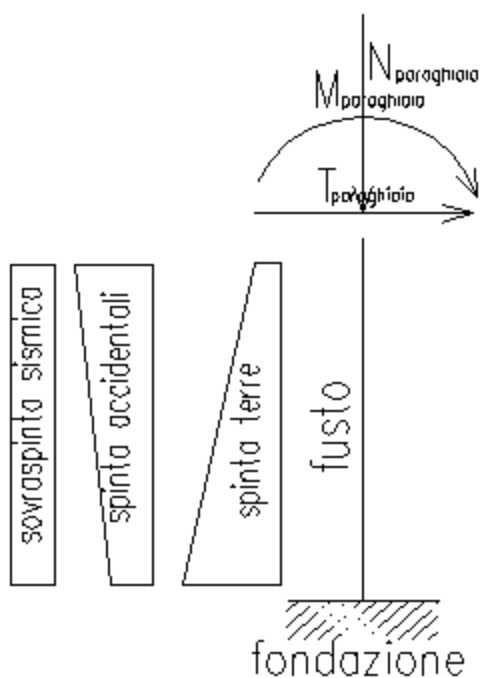
Direzione longitudinale - zattera posteriore

Le sollecitazioni che interessano la zattera posteriore sono ricavate a partire dalla sollecitazione alla base del fusto, dovendo il nodo essere in equilibrio tra le sollecitazioni applicate allo stesso.

La condizione che genera le massime sollecitazioni sulla zattera posteriore, è dovuta alla condizione provvisoria, o meglio quella in cui l'impalcato non è ancora posato e la spalla risulta già rinterrata e quindi presente l'accidentale ripartito di norma.

Il momento che interessa la zattera posteriore, se di segno positivo tende le fibre di estradosso della fondazione, altrimenti quelle di intradosso.

Lo schema statico di calcolo adottato per il calcolo delle sollecitazioni alla base del fusto, e quindi la trasmissione delle stesse alla fondazione, è costituito da uno schema a mensola verticale incastrata nella fondazione.



APPROVATO SDP

A partire dalle sollecitazioni flettenti e di taglio ricavate alla base del fusto, si ottengono le sollecitazioni flettenti e assiali di trazioni agenti in asse alla platea, secondo le espressioni riportate di seguito:

$$N_p = T_f$$

$$M_p = M_f + T_f \cdot s_f / 2$$

Dove:

N_p = sforzo assiale (trazione) sulla platea

M_p = Momento flettente sulla platea

M_f = momento flettente alla base del fusto

T_f = taglio alla base del fusto

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 56 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

sf= spessore della platea

Da semplici calcoli si ricavano le sollecitazioni agenti alla base del fusto, di seguito raggruppate per condizioni di carico:

STATI LIMITE DI ESERCIZIO, PROVVISORIA (RAR)

Condizione di carico	MI (kN/m)	N (kN/m)
impalcato e rilevato carichi+frenatura (A+B+C+D+E+F+L)	-386,702-95=482	-117,154

STATI LIMITE DI ESERCIZIO-FESSURAZIONE

Condizione di carico	MI (kN/m)	N (kN/m)
Fessurazione FRc (A+B+C'+G*ψ1)	-364,749-107=472	-133,281
Fessurazione QP (A+B+C'+(D+F)*ψ2)	-188,137-47=235	-58,369

STATI LIMITE ULTIMI (STR)

Condizione di carico	MI (kN/m)	N(kN/m)
impalcato e rilevato carichi+frenatura (A+B*1,35+C*1,35+D*1,35+E*1,35+F*1,35+L*1,35)	-513,552-123=637	-152,388

CONDIZIONE SISMICA

	MI (kNm/m)	HI (kN/m)
Risultante	325,37+140=465	173,55

APPROVATO SDP

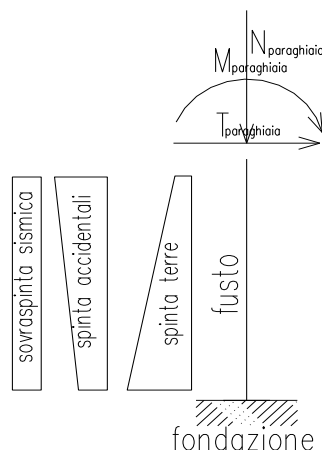
Società di Progetto
Brebemi SpA



7.7.2 Fusto spalla

Data la geometria della spalla è plausibile ipotizzare come dimensionante il comportamento a mensola verticale incastrata nella fondazione.

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito trascurando, a favore di sicurezza, il contributo fornito dalle eventuali spinte relative al terreno di valle.



Effetto dei carichi permanenti relativi all' elevazione

	N (kN/m)	e (kN/m)	MI (kN/m)	TI (kN/m)
paraghiaia	29,750	0,70	20,825	
fusto spalla	115,500	0,00	0,000	
baggioli	0,806	-0,35	-0,282	
totali=	146,056		20,543	

APPROVATO SDP

Elenco dei carichi elementari

- A) = Peso della spalla + az. aggiuntive permanenti
- B) = Spinta terreno di monte
- C) = Azioni permanenti da impalcato
- C')= Azioni permanenti da impalcato senza attrito e az. agg.
- D) = Carico accidentale sull'impalcato
- E) = Azione di frenatura
- F) = Carico accidentale sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato
- G) = Carico accidentale sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato
- H) = Squilibrio verticale frenatura

	P (kN/m)	MI (kN/m)	TI (kN/m)
A	146,056	20,543	0,000
B	0,000	-77,825	-58,369

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 58 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

C	373,871	-157,726	-10,968
C'	373,871	-130,855	0,000
D	182,227	-63,779	0,000
E	0,000	-46,162	-17,097
F	0,000	-61,440	-30,720
G	0,000	-235,483	-99,882
H	0,893	-0,313	0,000

Sollecitazioni nella sezione di base

STATI LIMITE DI ESERCIZIO, PROVVISORIA (RAR)

Condizione di carico	N (kN/m)	MI (kN/m)	TI (kN/m)
impalcato e rilevato carichi+frenatura (A+B+C+D+E+F+L)	703,047	-386,702	-117,154
rilevato sovraccarico in assenza di impalcato (A+B+G)	146,056	-292,765	-158,251

STATI LIMITE DI ESERCIZIO-FESSURAZIONE

Condizione di carico	N (kN/m)	MI (kN/m)	TI (kN/m)
Fessurazione FRa (A+B+C+(D+F)*ψ1)	656,598	-282,051	-81,409
Fessurazione FRb (A+B+C'+D*ψ1)	656,598	-235,971	-58,369
Fessurazione FRc (A+B+C'+G*ψ1)	519,927	-364,749	-133,281
Fessurazione QP (A+B+C'+(D+F)*ψ2)	519,927	-188,137	-58,369

STATI LIMITE ULTIMI (STR)

Condizione di carico		N (kN/m)	MI (kN/m)	TI (kN/m)
impalcato e rilevato carichi+frenatura (A+B+C+D+E+F+L)*1,35	Nmax	948,813	-506,362	-152,388
impalcato e rilevato carichi+frenatura (A+B*1,35+C*1,35+D*1,35+E*1,35+F*1,35+L*1,35)	Mmax	897,693	-513,552	-152,388
impalcato e rilevato carichi+frenatura (A*1,35+B+C+D+E+F+L)	Tmax	754,167	-379,512	-117,154
rilevato sovraccarico in assenza di impalcato (A+B+G)*1,35	Nmax	197,176	-395,233	-213,639

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 59 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

rilevato sovraccarico in assenza di impalcato (A+B*1,35+G*1,35)	Mmax	146,056	-402,423	-213,639
rilevato sovraccarico in assenza di impalcato (A*1,35+B+G)	Tmax	197,176	-285,575	-158,251

CONDIZIONE SISMICA

Elenco dei dati, non precedentemente definiti, utilizzati nelle formule parametriche per il calcolo delle azioni sismiche:

$$h_t = 3.90\text{m}$$

$$h_{fust} = 2.20\text{m}$$

$$h_p = 1.7\text{m}$$

$$P_{imp.} = 5795,00\text{kN}$$

Le sollecitazioni agenti alla base del fusto generate dai vari contributi, sono di seguito riportati:

·Inerzia (fusto+paraghaia)

$$M = ((\gamma_{cls} \times h_p \times s_p \times L_p \times a_g / g \times S) \times (h_p / 2 + h_{fust}) + (\gamma_{cls} \times h_{fust} \times s_f \times L_f \times a_g / g \times S) \times h_{fust} / 2) / (L_f - s_r \times 2) =$$

$$68,84\text{kNm/m}$$

$$N = (\gamma_{cls} \times s_p \times h_p + \gamma_{cls} \times s_f \times h_{fust} + F_{cor.}) / L_f + P_{imp.} / (L_f - s_r \times 2) =$$

$$597,28\text{kN/m}$$

$$T = (\gamma_{cls} \times h_p \times s_p \times L_p \times a_g / g \times S \times \gamma_1 + \gamma_{cls} \times h_{fust} \times s_f \times L_f \times a_g / g \times S) / (L_f - s_r \times 2) =$$

$$45,91\text{kN/m}$$

·Spinta terre

$$p_{tt} = (\gamma \times h_t \times k_0) =$$

$$17,64(\text{kN/m}^2)/\text{m}$$

$$M = (\gamma \times h_t \times k_0 \times h_t^2) / 6 =$$

$$44,71\text{kNm/m}$$

$$T = p_{tt} \times h_t / 2 =$$

$$34,39\text{kN/m}$$

·Incremento spinta dovuto al sisma

$$M = (S \times a_g / g \times \gamma \times h_t^2 \times \gamma_1) \times h_t / 2 =$$

$$54,38\text{kNm/m}$$

$$T = (S \times a_g / g \times \gamma \times h_t^2 \times \gamma_1) =$$

$$27,89\text{kN/m}$$

·Azione dovuta all'impalcato

$$T_{is} =$$

$$700,00\text{kNm/m}$$

$$M = T_{is} \times (h_{fust} + h_b) / (L_f - s_r \times 2) =$$

$$133,78\text{kNm/m}$$

$$T = T_{is} / (L_f - s_r \times 2) =$$

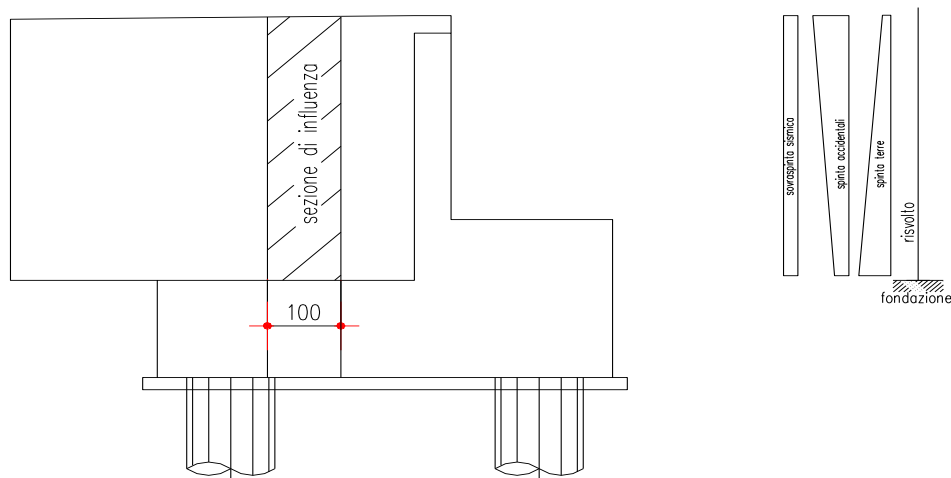
$$54,60\text{kN/m}$$

	MI (kNm/m)	N (kN/m)	HI (kN/m)
Risultante	325,37	640,18	173,55

7.7.3 Muri di risvolto

Per il calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre verticali, si considera il funzionamento a mensola verticale incastrata nella fondazione. Il muro oltre a ricevere le azioni trasmesse dal terreno presente sulla platea di fondazione, riceve anche le azioni trasmesse dalle orecchie. Cautelativamente si assume che tali azioni siano assorbite da una parte di muro avente larghezza $b=1.5\text{m}$.

Calcolo nello schema di mensola verticale incastrata alla base (sezione corrente)



Con riferimento ad un sovraccarico sul rilevato dato dalla ripartizione dallo schema di carico 1 le pressioni e le sollecitazioni sono le seguenti:

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²

Lunghezza mensola=	4,00	m
--------------------	------	---

STATO LIMITE ULTIMO

Pressione alla base=	57,273	kN/m ²
Pressione alla sommità=	51,793	kN/m ²
Momento alla base=	428,957	kNm/m
Taglio alla base=	218,132	kN/m
Sforzo normale alla base=	134,000	kN/m

Società di Progetto
Brebemi SpA



STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Pressione alla base=	42,425	kN/m ²
Pressione alla sommità=	38,365	kN/m ²
Momento alla base=	317,746	kNm/m
Taglio alla base=	161,579	kN/m
Sforzo normale alla base=	134,000	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

Pressione alla base=	39,11	kN/m ²
Pressione alla sommità=	28,77	kN/m ²
Momento alla base=	257,77	kNm/m
Taglio alla base=	135,78	kN/m
Sforzo normale alla base=	134,00	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

palla base=	29,18	kN/m ²
p in sommità=	0,00	kN/m ²
Momento alla base=	77,82	kNm/m
Taglio alla base=	58,37	kN/m
Sforzo normale alla base=	134,00	kN/m

CONDIZIONI SISMICHE

·Inerzia (risvolti)

$$M = (\gamma_{cls} \times l_r \times s_r \times a_g / g \times S) \times l_r / 2 = -118,80 \text{ Nm/m}$$

$$T = (\gamma_{cls} \times l_r \times s_r \times a_g / g \times S) = -58,67 \text{ kN/m}$$

·Spinta terre

$$p_{tr} = \gamma \times y_b \times k = 18,36 \text{ kN/m}^2$$

$$M = p_{tr} \times l_r^2 / 2 = 50,44 \text{ kNm/m}$$

$$T = p_{tr} \times l_r = 37,27 \text{ kN/m}$$

·Incremento spinta dovuto al sisma

$$M = (S \times a_g / g \times \gamma \times (h_r + h_o)) \times l_r^2 / 2 = 61,35 \text{ kNm/m}$$

$$T = (S \times a_g / g \times \gamma \times (h_r + h_o)) \times l_r = 30,22 \text{ kN/m}$$

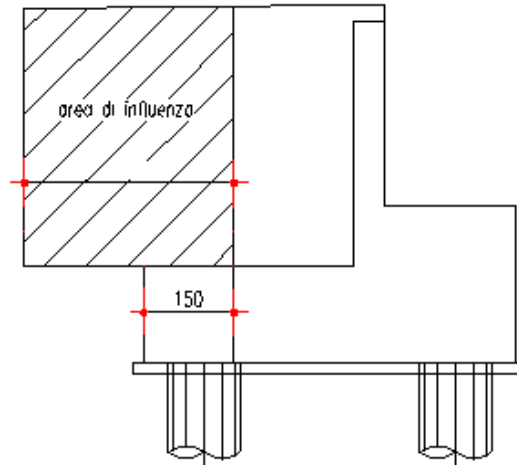
	M _{tot} (kNm/m)	T _{tot} (kN/m)
Risultante muro sotto sisma	230,59	126,16
Risultante muro sopra sisma	-68,36	-21,40

APPROVATO SDP

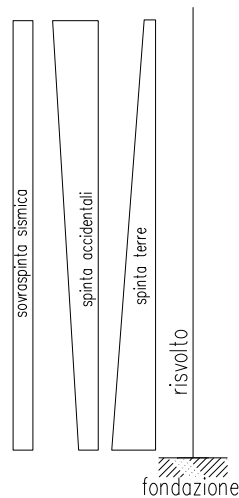
Società di Progetto
Brebem SpA

Calcolo nello schema di mensola verticale incastrata alla fondazione (sezione a filo orecchia)

Come già detto, la sezione resistente su cui viene eseguita la verifica ha una larghezza $b=1.5\text{m}$.



Lo schema di calcolo è riportato nella immagine seguente.



APPROVATO SDP

Lunghezza mensola=	4.00	m
--------------------	------	---

Le sollecitazioni generate dalle azioni agenti sul risvolto sono:

STATO LIMITE ULTIMO

Momento alla base=	1672,933	kNm/m
Taglio alla base=	850,715	kN/m
Sforzo normale alla base=	522,600	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 63 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Momento alla base=	1239,209	kNm/m
Taglio alla base=	630,159	kN/m
Sforzo normale alla base=	522,600	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

Momento alla base=	1005,285	kNm/m
Taglio=	630,159	kN/m
Sforzo normale alla base=	522,600	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

Momento alla base=	303,514	kNm/m
Taglio=	227,64	kN/m
Sforzo normale alla base=	522,600	kN/m

CONDIZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti alla base del risvolto date dai vari contributi, sono di seguito riportate:

Sollecitazioni per muro sotto sisma

	M _{tot} (kNm/m)	N _{tot} (kN/m)	H _{tot} (kN/m)
Risultante muro sotto sisma	717,01	530,439	402,00

APPROVATO SDP

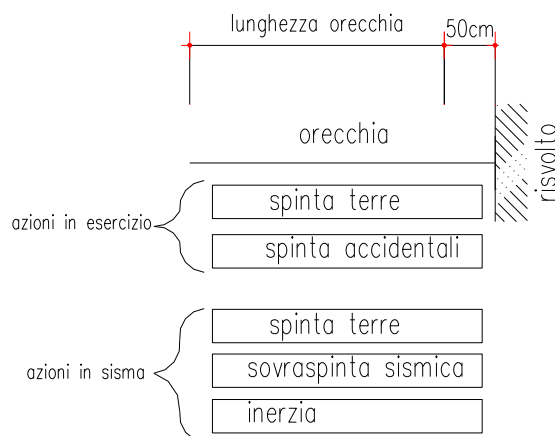
Società di Progetto
Brebemi SpA



Orecchia

Le orecchie risultano incastrate ai muri di risvolto; lo schema statico assunto per il calcolo delle sollecitazioni è quello di mensola orizzontale soggetta alle azioni trasmesse dal terreno.

A favore di sicurezza, si assume per il calcolo della mensola, la pressione alla base dell'orecchia.



Ipotizzando che il carico orizzontale trasmesso dall'orecchia al risvolto sia assorbito dal primo metro di quest'ultimo, si assume come lunghezza di calcolo della mensola la sua dimensione incrementata di 50cm.

altezza dell'orecchia=	4.00	m
Lunghezza della mensola =	2.40+0.50=2.90	m

Le sollecitazioni sono ricavate con le seguenti espressioni:

$$M=q \cdot l^2/2 \quad (\text{kNm/m})$$

$$T=q \cdot l \quad (\text{kN/m})$$

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Pressione alla base=	67,549	kN/m ²
Momento =	284,044	kNm/m
Taglio =	162,118	kN/m

STATO LIMITE ULTIMO

Pressione alla base=	91,191	kN/m ²
Momento =	383,459	kNm/m
Taglio =	218,859	kN/m

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE FREQUENTE

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 65 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Pressione alla base=	57,958	kN/m ²
Momento =	243,713	kNm/m
Taglio =	139,099	kN/m

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE QUASI PERMANENTE

Pressione alla base=	29,184	kN/m ²
Momento =	122,719	kNm/m
Taglio =	70,042	kN/m

CONDIZIONE SISMICA

Dati geometrici		
h ₀	4.00	m
L ₀	2,40	m
S ₀	1.34	m
$p = g_{cls} \times l_0 \times s_0 \times a_g / g \times S \times g_{I+0,5} \times (K - k_a) \times g_t \times h_0 \times g_i + g \times h_0 \times k =$	46,44	kN/m ²
$M = p \times (l_0 + 0,50)^2 / 2$	195,28	kN/m
$T = p \times l_0$	111,46	kN/m
totale		

	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
Risultanti	195,28		111,46

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 66 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

7.7.4 Paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato e con azione frenante concentrata sulla sommità del paraghiaia. Si considera che agisca direttamente sul paraghiaia l'azione frenante data da un'asse da 30 t costituenti il Q1k, ripartita su una larghezza pari all'ingombro delle ruote del Q1k aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia.

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²

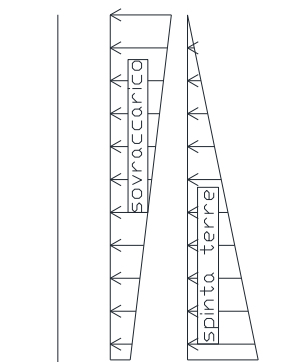
Si esamina la sezione d'incastro nel fusto ed inoltre la sezione di incastro col risvolto, essendo questa in regime di tenso-flessione.

Sezione d'incastro sul fusto

Le sollecitazioni alla base del paraghiaia, si ricavano con un semplice schema statico di mensola verticale incastrata nel fusto.

A favore di sicurezza si assume la massima latezza del paraghiaia

Lo schema di calcolo a mensola verticale ed i carichi applicati è il seguente:



APPROVATO SDP

Le sollecitazioni sono ricavate con le seguenti espressioni:

$$M = p_{\text{terre}} \cdot l^2 / 6 + (p_{\text{sovr, max}} - p_{\text{sovr, min}}) \cdot l^2 / 3 + p_{\text{sovr, min}} \cdot l^2 / 2 \quad (\text{kNm/m})$$

$$T = p_{\text{terre}} \cdot l / 2 + (p_{\text{sovr, max}} - p_{\text{sovr, min}}) \cdot l / 2 + p_{\text{sovr, min}} \cdot l \quad (\text{kN/m})$$

Altezza di calcolo paraghiaia h=	1,80	m
----------------------------------	------	---

Società di Progetto
Brebemi SpA



STATO LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

p_a	38,37	kN/m ²
p_b	20,18	kN/m ²
M	113,42	kNm/m
T	94,51	kN/m
N	31,50	kN/m

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE FREQUENTE

M	86,84	kNm/m
T	12,93	kN/m
N	31,50	kN/m

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE QUASI PERMANENTE

M	7,09	kNm/m
T	11,82	kN/m
N	31,50	kN/m

STATO LIMITE ULTIMO

p_a	51,79	kN/m ²
p_b	27,24	kN/m ²
M	134,89	kNm/m
T	117,46	kN/m
N	31,50	kN/m

CONDIZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti alla base del paraghiaia dovute ai vari contributi, sono di seguito esplicitate, viene inoltre riportato lo schema di calcolo ed i carichi applicati alla struttura:

·Inerzia

$$M = ((\gamma_{cls} \times h_p \times s_p \times L_p \times a_g / g \times S \times \gamma_1) \times h_p / 2) / (L_p - s_r \times 2) = 7,99 \text{ kNm/m}$$

$$N = \gamma_{cls} \times s_p \times h_p = 29,75 \text{ kN/m}$$

$$T = (\gamma_{cls} \times h_p \times s_p \times L_p \times a_g / g \times S \times \gamma_1) / (L_p - s_r \times 2) = 9,40 \text{ kN/m}$$

·Spinta terre

$$p_{tp} = (\gamma \times h_p \times k) = 7,69 \text{ kN/m}^2$$

$$M = (\gamma \times h_p \times k \times h_p^2) / 6 = 3,70 \text{ kNm/m}$$

$$T = p_{tp} \times h_p / 2 = 6,53 \text{ kN/m}$$

·Incremento spinta dovuto al sisma

$$M = 1/2 \times k \times \gamma \times (h_{fust} + h_p)^2 \times h_p / (h_{fust} + h_p) \times h_p / 2 = 10.33 \text{ kNm/m}$$

$$T = 1/2 \times k \times \gamma \times (h_{fust} + h_p)^2 \times h_p / (h_{fust} + h_p) = 12.16 \text{ kN/m}$$

	MI (kNm/m)	N (kN/m)	HI (kN/m)
Risultante	22,03	29,75	28,09

Società di Progetto
Brebemi SpA



8 PALIFICATA DI FONDAZIONE

8.1 Azioni sui pali

Il calcolo delle azioni in testa al singolo palo a partire dalle azioni in baricentro palificata è avvenuto in accordo all'espressione di seguito riportata, valida nelle ipotesi di plinto rigido e di vincolo di incastro tra la testa dei pali e il plinto di fondazione:

$$N_i = \frac{N}{n} + \frac{(M_L + M_{L,i}) \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{(M_T + M_{T,i}) \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

dove:

- N** = azione verticale agente in testa alla palificata
M_L, M_T = momenti flettenti agenti in testa alla palificata in direzione longitudinale e trasversale
N_i = azione assiale agente alla testa del palo i-esimo
M_{L,i}, M_{T,i} = momenti di incastro risultanti che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita
x_i, y_i = distanze in direzione longitudinale e trasversale del palo i-esimo dal baricentro della palificata;
n = numero di pali che compongono la palificata

Si riportano di seguito le azioni massime in testa palo nelle combinazioni strutturali e geotecniche significative:

	STATI LIMITE ULTIMI (STR)		
	Combinazione		
Nmax	SLU.1-gr1-IIa(V+, A+)=g*1.35+q1*1.35+q2*1.35+0.9*q5	-4451,756	kN
Nmin	SLU.1-gr1-IIa(V+, A+)=g*1.35+q1*1.35+q2*1.35+0.9*q5	-655,777	kN
Tmax	SLU.1-gr1-IIc(V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,35+0,9*q5	450,963	kN

	STATI LIMITE ULTIMI (GEO)		
	Combinazione		
Nmax	SLU.3-GEO-gr2a-IIa(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,15+q3*0.862+0,69*q5	-3492,675	kN
Nmin	SLU.3-GEO-gr2a-IIa(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,15+q3*0.862+0,69*q5	-384,382	kN
Tmax	SLU.2-GEO-gr1-IIc(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	355,084	kN

Società di Progetto
Brebemi SpA



	SISMA (STR e GEO)		
	Combinazione		
Nmax	(STR) SISMA LONGITUDINALE	-2759,021	kN
Nmin	(STR) SISMA LONGITUDINALE	-328,494	kN
Tmax	(STR) SISMA LONGITUDINALE	600,000	kN

	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RAR)		
	Combinazione		
Nmax	RAR-gr1- IIa (V+, A+)	-3289,991	kN
Nmin	RAR-gr1- IIa (V+, A+)	-491,845	kN
Tmax	RAR-gr1- IIc (V+, A+)	333,973	kN

	STATI LIMITE FESSURAZIONE (FR)		
	Combinazione		
Nmax	FR2b (A+,F+)	-2914,241	kN
Nmin	FR2b (A+,F+)	-746,805	kN
Tmax	FR2b (A+,F+)	217,631	kN

	STATI LIMITE FESSURAZIONE (QP)		
	Combinazione		
Nmax	QP (A+)	-2245,728	kN
Nmin	QP (A+)	-962,697	kN
Tmax	QP (A+)	197,756	kN

8.2 Calcolo delle sollecitazioni sul palo

L'analisi delle sollecitazioni sul palo di fondazione e dell'interazione terreno struttura è stata eseguita realizzando un modello di calcolo mediante il programma agli elementi finiti L-Pile v2012, che si basa sull'utilizzo delle curve p-y.

Le curve p-y di risposta del terreno esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo e possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà geomeccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

Reese, Cox e Koop	per sabbie
Welch e Reese	per argille tenere
Reese, Cox e Koop	per argille dure sotto falda
Welch-Reese e Reese-Welch	per argille dure sopra falda

E' stato realizzato un modello di calcolo del palo Φ 1200 di lunghezza pari a 22,0 m con rotazione impedita in testa e soggetto in testa al taglio proveniente dall'elevazione come riportato nel paragrafo precedente.

Società di Progetto

Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 70 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

La stratigrafia adottata è in accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica di progetto ed in particolare con il sondaggio di progetto esecutivo S1.

La stratigrafia di calcolo risulta:

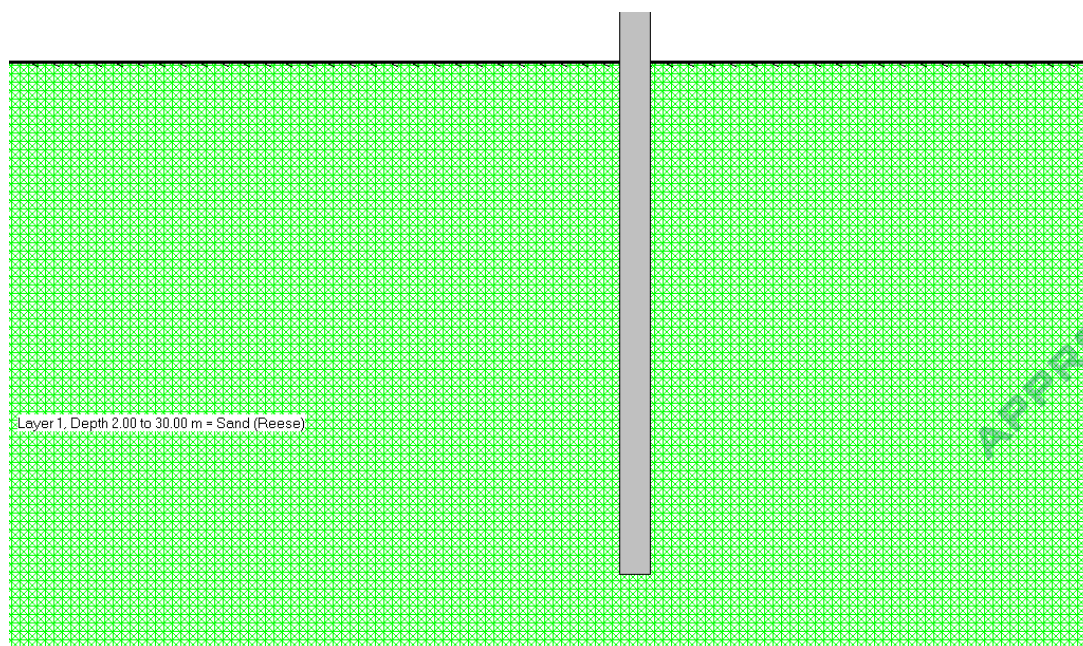
- Da +0,0 a -20,0 m Ghiaia sabbiosa $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 $\varphi' = 35^\circ$
 $c' = 0$

Si è fatto quindi riferimento alle curve p-y per sabbie soggette a carichi ciclici.

I primi 2,0 m di palo vengono realizzati all'interno del rilevato di approccio alla spalla, per cui il piede del palo risulta a quota -20,0 m da piano campagna.

Nei modelli di calcolo si trascura il contributo di resistenza offerto dalla porzione di palo all'interno del rilevato in quanto inclinato e rimaneggiato per la realizzazione del palo stesso.

Si riporta nella figura che segue il modello implementato nel programma di calcolo L-Pile.



Geometria del modello di calcolo.

Si riportano di seguito le sollecitazioni sul palo nelle combinazioni dimensionanti, ovvero la combinazione SLU – SISMA e SLE – RARA.

Combinazione SLU – SISMA

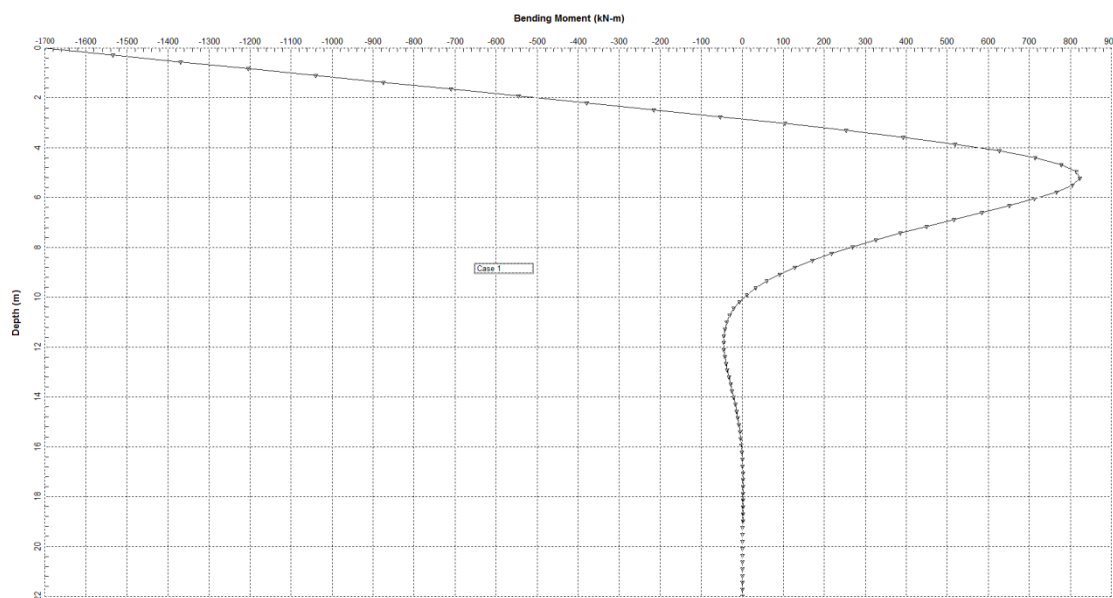


Diagramma del momento in rapporto alla profondità

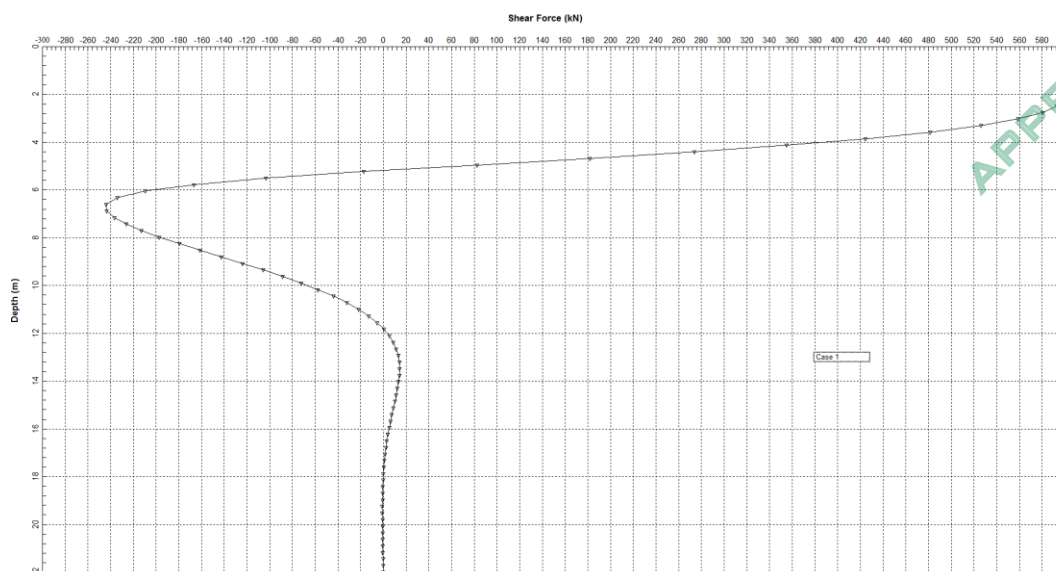


Diagramma del taglio in rapporto alla profondità

Combinazione SLE – RARA

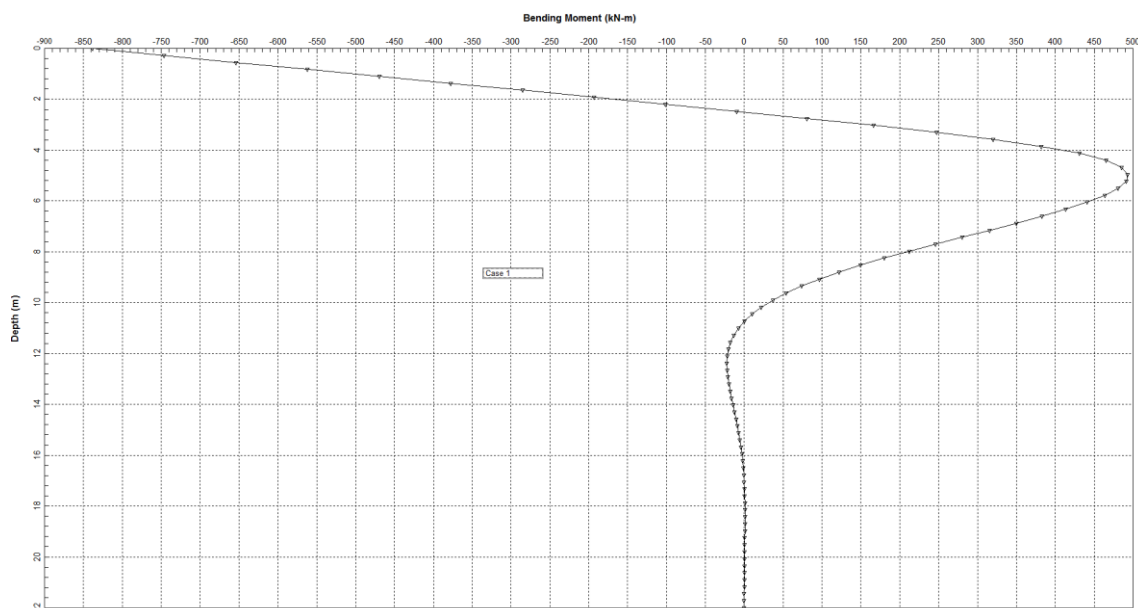


Diagramma del momento in rapporto alla profondità

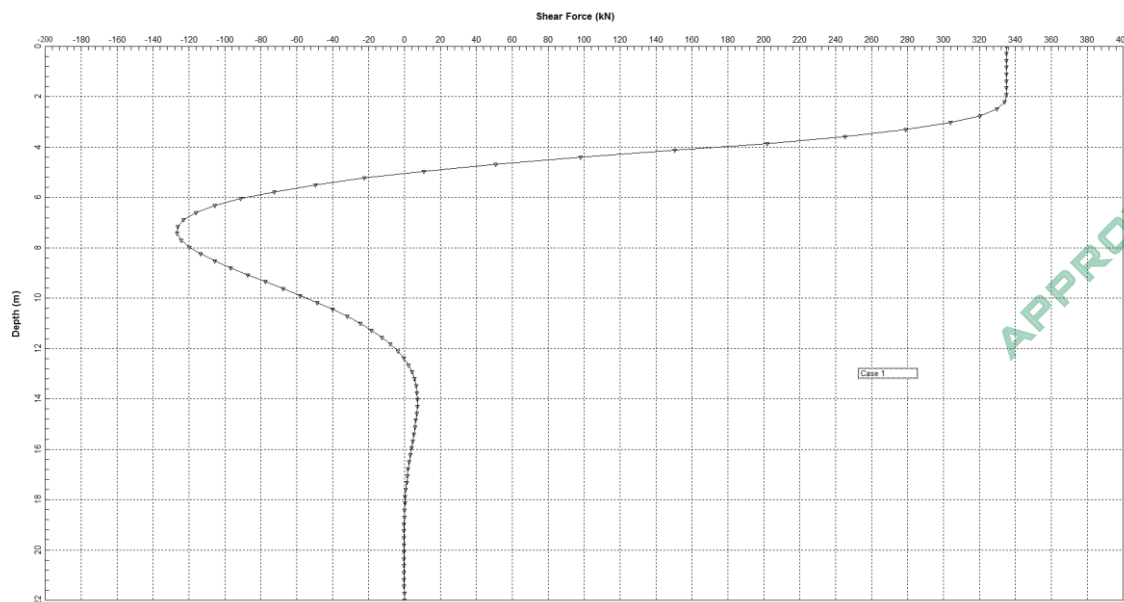
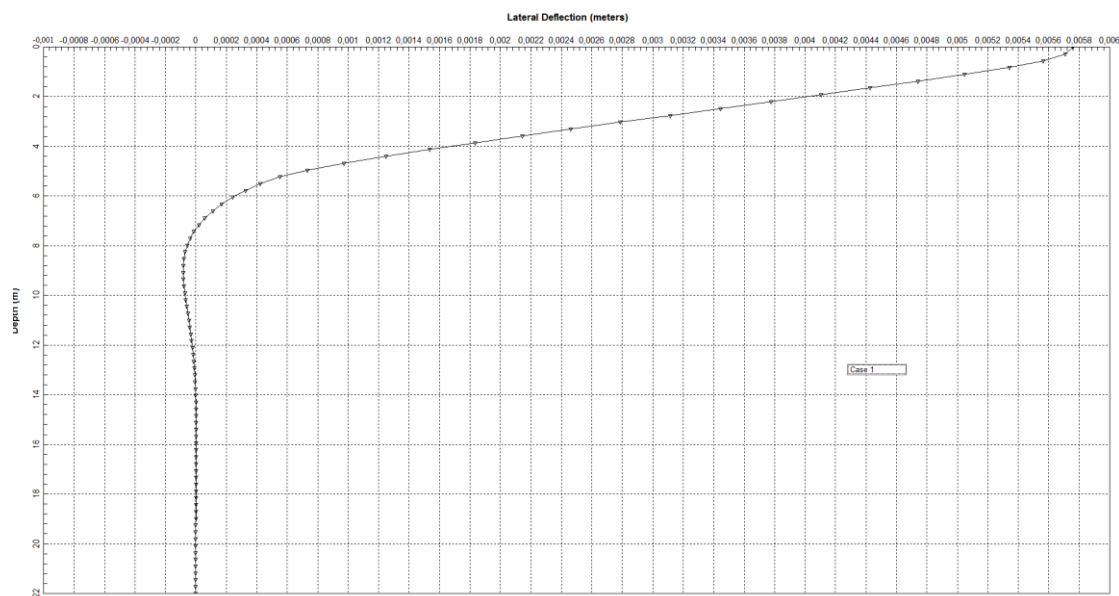


Diagramma del taglio in rapporto alla profondità

APPROVATO SDP



Deformata del palo

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 74 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

9 VERIFICHE STRUTTURALI

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

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

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti. La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo (elevazioni) ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

mentre per le strutture in ambiente ordinario (fondazione) si ha:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ctk}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ctk}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.1 Paraghiaia

9.1.1 Sezione d'incastro con il fusto

Caratteristiche della sezione

Base (cm)	100
Altezza	70
Armatura Tesa (cm ²)	Φ20/20
Copriferro Armatura Tesa (cm)	8.00
Armatura Compressa (cm ²)	Φ16/20
Copriferro Armatura Compressa (cm)	8.00

Verifiche agli stati limite per Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	70,0
3	100,0	70,0
4	100,0	0,0

Normativa di riferimento:

Eurocodice 2 - UNI-EN 1992.1.1 - 1993

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 280 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 144232 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 323080 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

APPROVATO SDP

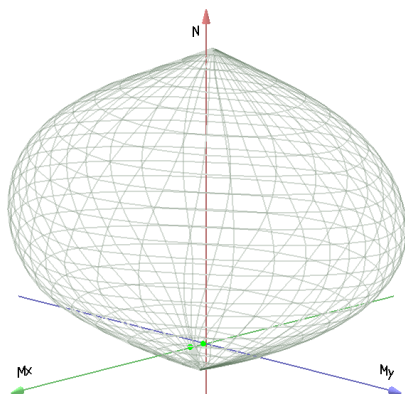
Società di Progetto

Brebemi SpA



G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1008,0	56,7	0,0	Completamente tesa
12114,7	-56,7	0,0	Completamente compressa
0,0	372,2	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-257,7	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	450,3	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-450,3	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	30,0	135,0	0,0	P	88,1	396,7	0,0	0,340	OK
				M	11357,9	134,7	0,0	0,000	
				N	30,0	380,5	0,0	0,350	
2	30,0	25,0	0,0	P	665,2	554,3	0,0	0,040	OK
				M	11793,5	24,9	0,0	0,000	
				N	30,0	380,5	0,0	0,070	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	30,0	135,0	0,0	P	88,1	396,7	0,0	0,340	OK
1	30,0	135,0	0,0	M	11357,9	134,7	0,0	0,000	OK
1	30,0	135,0	0,0	N	30,0	380,5	0,0	0,350	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 16800,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	115,0	0,0	30,0	-2682,2	0,16	121381,1	0,39

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 77 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $WkL = 0,40 \text{ mm}$ (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	90,0	0,0	30,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 12600,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $WkL = 0,30 \text{ mm}$ (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	10,0	0,0	30,0	-213,4	0,02	0.00	0,00

Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{sdu}	120	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	30	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	62,00	cm
Asl	15,7	cm ²
c	8,00	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}	0,0430	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	238,307	kN
$V_{Rd,min}$	245,006	kN

APPROVATO SDP

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio.

Società di Progetto
Brebemi SpA

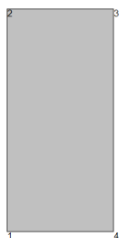


9.2 Fusto

Caratteristiche della sezione

Base (cm)	100
Altezza	210
Armatura Tesa (cm ²)	Φ20/20
Copriferro Armatura Tesa (cm)	8.00
Armatura Compressa (cm ²)	Φ16/20
Copriferro Armatura Compressa (cm)	8.00

Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	210,0
3	100,0	210,0
4	100,0	0,0

Normativa di riferimento:

Eurocodice 2 - UNI-EN 1992.1.1 - 1993

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 280 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 144232 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 323080 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

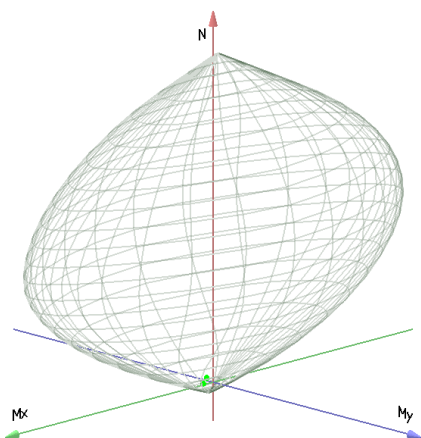
APPROVATO SDP

Società di Progetto

Brebemi SpA



Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1008,0	211,6	0,0	Completamente tesa
34328,0	-211,6	0,0	Completamente compressa
0,0	1232,7	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-808,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	485,9	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-485,9	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	140,0	520,0	0,0	P	450,1	1671,8	0,0	0,310	OK
				M	33406,7	518,1	0,0	0,000	
				N	140,0	1369,5	0,0	0,380	
2	640,0	330,0	0,0	P	17924,8	9242,5	0,0	0,040	OK
				M	33651,0	328,3	0,0	0,020	
				N	640,0	1856,1	0,0	0,180	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	140,0	520,0	0,0	P	450,1	1671,8	0,0	0,310	OK
2	640,0	330,0	0,0	M	33651,0	328,3	0,0	0,020	OK
1	140,0	520,0	0,0	N	140,0	1369,5	0,0	0,380	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 16800,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	390,0	0,0	140,0	-1374,4	0,08	87974,2	0,28

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 80 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	370,0	0,0	520,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 12600,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	190,0	0,0	520,0	-493,8	0,04	0.00	0,00

Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{sdu}	180	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	150	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	202,00	cm
Asl	15,7	cm ²
c	8,00	cm
f_{cd}	15,867	N/mm ²
$f_{ctd0,05}$	1,240	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0715	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	434,625	kN
$V_{Rd,min}$	585,579	kN

APPROVATO SDP

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio

Società di Progetto
Brebemi SpA



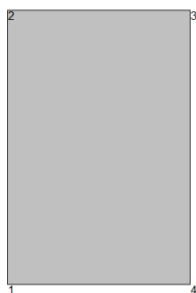
9.3 Muri di risvolto

9.3.1 Sezione di attacco con la platea (sezione da filo orecchia $b=1.5m$)

Caratteristiche della sezione

Base (cm)	100
Altezza	150
Armatura Tesa (cm ²)	$\Phi 20/10$
Copriferro Armatura Tesa (cm)	8.00
Armatura Compressa (cm ²)	$\Phi 16/20$
Copriferro Armatura Compressa (cm)	8.00

Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione

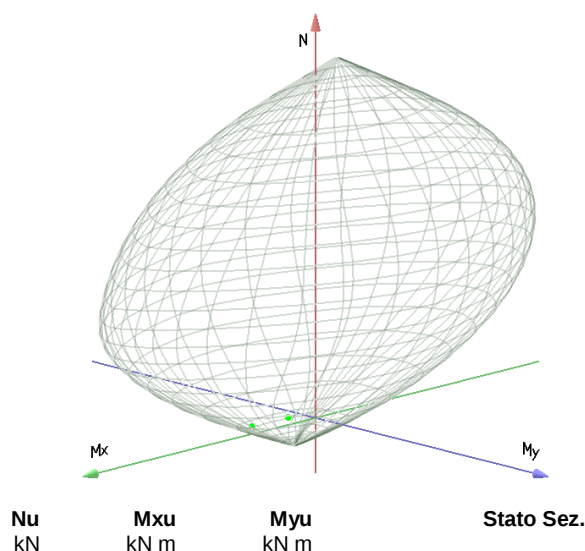


Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

APPROVATO SDP

Dominio SLU:



Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 82 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

-1991,5	794,3	0,0	Completamente tesa
25791,5	-794,3	0,0	Completamente compressa
0,0	2172,2	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-576,7	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	822,7	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-822,7	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	520,0	1680,0	0,0	P	838,6	2709,4	0,0	0,620	OK
				M	21450,9	1678,2	0,0	0,020	
				N	520,0	2509,1	0,0	0,670	
2	530,0	720,0	0,0	P	2794,9	3796,8	0,0	0,190	OK
				M	23170,4	718,3	0,0	0,020	
				N	530,0	2515,4	0,0	0,290	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	520,0	1680,0	0,0	P	838,6	2709,4	0,0	0,620	OK
1	520,0	1680,0	0,0	M	21450,9	1678,2	0,0	0,020	OK
1	520,0	1680,0	0,0	N	520,0	2509,1	0,0	0,670	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 16800,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	1240,0	0,0	520,0	-5393,8	0,32	178736,9	0,57

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_k L = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_k L < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	1010,0	0,0	520,0	0,02	0,04

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 12600,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_k L = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_k L < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	310,0	0,0	520,0	-1326,0	0,11	0,00	0,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{sdu}	850	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	530	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	150	cm
d	146,00	cm
Asl	31,4	cm ²
c	4,00	cm
α	90	gradi
θ	21,80	gradi
Asw	2	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15,867	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1,240	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,2360	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	732,158	kN
$V_{Rd,min}$	728,012	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000941	
$s_{l,max}$	60,00	cm
$A_{sw,min}$	8,466	cm ² / $s_{l,max}$
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V_{Rcd}	5471,864	kN
V_{Rsd}	1285,526	kN
V_{Rd}	1285,526	kN

APPROVATO SDP

La verifica è soddisfatta considerando barre $\Phi 10/(60 \times 20)$ a taglio.

Società di Progetto
Brebemi SpA

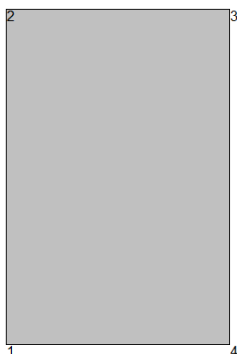


9.3.2 Sezione di attacco con la platea (sezione corrente)

Caratteristiche della sezione

Base (cm)	100
Altezza	70
Armatura Tesa (cm ²)	Φ20/20
Copriferro Armatura Tesa (cm)	8.00
Armatura Compressa (cm ²)	Φ16/20
Copriferro Armatura Compressa (cm)	8.00

Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

Normativa di riferimento:

Eurocodice 2 - UNI-EN 1992.1.1 - 1993

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 280 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 144232 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 323080 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

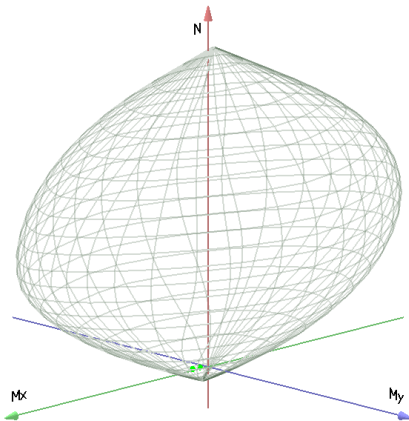
APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1008,0	145,3	0,0	Completamente tesa
24808,0	-145,3	0,0	Completamente compressa
0,0	863,9	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-572,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	478,9	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-478,9	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	130,0	430,0	0,0	P	328,3	1086,0	0,0	0,400	OK
				M	23788,0	428,8	0,0	0,000	
				N	130,0	952,0	0,0	0,450	
2	120,0	230,0	0,0	P	695,0	1332,0	0,0	0,170	OK
				M	24149,0	229,0	0,0	0,000	
				N	120,0	945,2	0,0	0,240	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	130,0	430,0	0,0	P	328,3	1086,0	0,0	0,400	OK
1	130,0	430,0	0,0	M	23788,0	428,8	0,0	0,000	OK
1	130,0	430,0	0,0	N	130,0	952,0	0,0	0,450	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 16800,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	320,0	0,0	130,0	-1977,9	0,12	113920,2	0,36

Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 86 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	260,0	0,0	130,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 12600,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	80,0	0,0	130,0	-392,2	0,03	0.00	0,00

Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{sdu}	220	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	130	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	142,00	cm
A_{sl}	15,7	cm ²
c	8,00	cm
f_{cd}	15,867	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1,240	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0868	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	360,030	kN
$V_{Rd,min}$	442,638	kN

APPROVATO SDP

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio.

Società di Progetto
Brebemi SpA

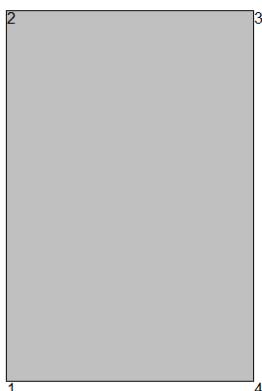


9.4 Orecchia

Caratteristiche della sezione

Base (cm)	100
Altezza	150
Armatura Tesa (cm ²)	Φ20/20
Copriferro Armatura Tesa (cm)	8.00
Armatura Compressa (cm ²)	Φ16/20
Copriferro Armatura Compressa (cm)	8.00

Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

Normativa di riferimento:

Eurocodice 2 - UNI-EN 1992.1.1 - 1993

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 280 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 144232 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 323080 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

APPROVATO SDP

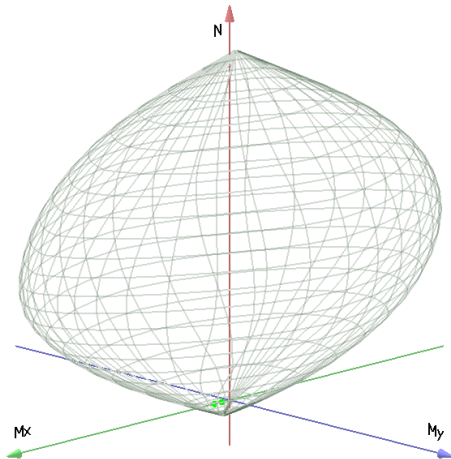
Società di Progetto

Brebemi SpA



f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1008,0	149,7	0,0	Completamente tesa
24808,0	-149,7	0,0	Completamente compressa
0,0	869,8	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-569,0	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	478,7	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-478,7	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	385,0	0,0	P	0,0	869,8	0,0	0,440	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	869,8	0,0	0,440	
2	0,0	200,0	0,0	P	0,0	869,8	0,0	0,230	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	869,8	0,0	0,230	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	385,0	0,0	P	0,0	869,8	0,0	0,440	OK
1	0,0	385,0	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	385,0	0,0	N	0,0	869,8	0,0	0,440	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 16800,0$ kN/m² (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/m² (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 89 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	290,0	0,0	0,0	-1720,4	0,10	136273,3	0,43

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_kL = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	250,0	0,0	0,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 12600,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_kL = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	130,0	0,0	0,0	-771,2	0,06	0.00	0,00

Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{sdu}	220	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	142,00	cm
Asl	15,7	cm ²
c	8,00	cm
f_{cd}	15,867	N/mm ²
$f_{ctd0,05}$	1,240	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	341,550	kN
$V_{Rd,min}$	424,159	kN

APPROVATO SDP

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio

Società di Progetto
Brebemi SpA

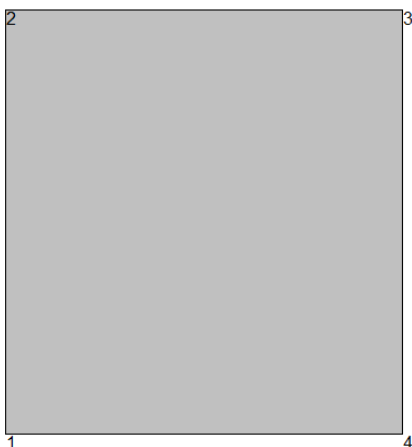


9.5 Platea di fondaZione

9.5.1 Sezione d'incastro con il risvolto ($b_m = 1,5 \text{ m}$)

Base (cm)	100
Altezza	160
Armatura Tesa (cm^2)	$\Phi 26/20$
Copriferro Armatura Tesa (cm)	8.00
Armatura Compressa (cm^2)	$\Phi 26/20$
Copriferro Armatura Compressa (cm)	8.00

Verifiche allo stato limite ultimo per Tenso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	160,0
3	150,0	160,0
4	150,0	0,0

Normativa di riferimento:

Eurocodice 2 - UNI-EN 1992.1.1 - 1993

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 280 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 144232 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 323080 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

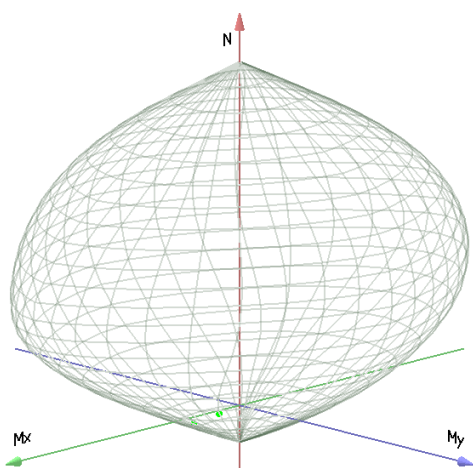
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-4570,6	0,0	0,0	Completamente tesa
42650,6	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	3306,6	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-3306,6	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	2985,9	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-2985,9	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-850,0	2360,0	0,0	P	-950,3	2638,5	0,0	0,890	OK
				M	-1344,9	2360,4	0,0	0,630	
				N	-850,0	2709,1	0,0	0,870	
2	-410,0	1040,0	0,0	P	-1020,6	2588,9	0,0	0,400	OK
				M	-3214,7	1041,8	0,0	0,130	
				N	-410,0	3018,7	0,0	0,340	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-850,0	2360,0	0,0	P	-950,3	2638,5	0,0	0,890	OK
1	-850,0	2360,0	0,0	M	-1344,9	2360,4	0,0	0,630	OK
1	-850,0	2360,0	0,0	N	-850,0	2709,1	0,0	0,870	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 16800,0$ kN/m² (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/m² (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 92 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	1745,0	0,0	-630,0	-3742,0	0,22	266817,0	0,85

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_k L = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	1510,0	0,0	-630,0	0.11	0,29

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 12600,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

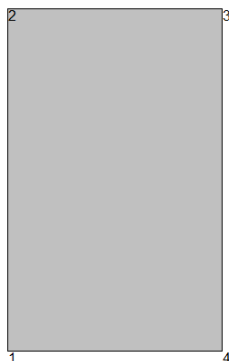
Fessure: $W_k L = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	485,0	0,0	-230,0	-1000,9	0,08	0.00	0,00

9.5.2 Sezione d'incastro con il risvolto (sezione corrente)

Base (cm)	100
Altezza	160
Armatura Tesa (cm ²)	$\Phi 26/20$
Copriferro Armatura Tesa (cm)	8.00
Armatura Compresa (cm ²)	$\Phi 26/20$
Copriferro Armatura Compresa (cm)	8.00

Verifiche allo stato limite ultimo per Tenso-Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	160,0
3	100,0	160,0
4	100,0	0,0

Normativa di riferimento:

Eurocodice 2 - UNI-EN 1992.1.1 - 1993

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

f_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 280 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 144232 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 323080 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

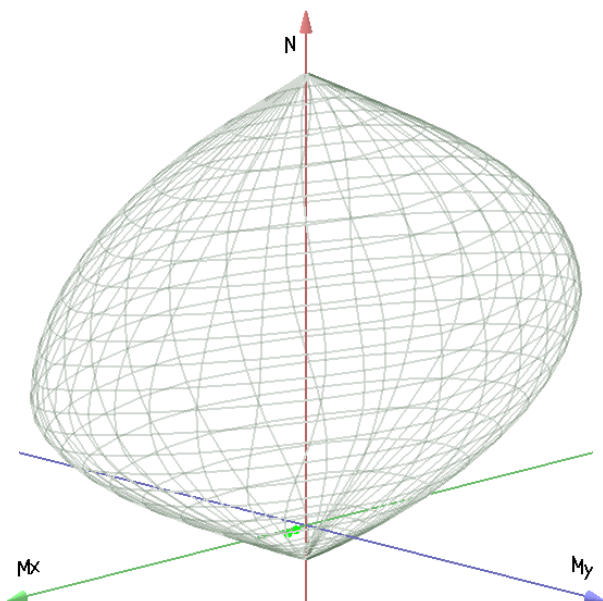
E (modulo elastico) = 200000 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

N_u	M_{xu}	M_{yu}	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-2077,5	0,0	0,0	Completamente tesa
27464,2	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	1518,9	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-1518,9	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	951,4	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-951,4	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-220,0	430,0	0,0	P	-572,3	1118,7	0,0	0,380	OK
				M	-1527,7	430,1	0,0	0,140	
				N	-220,0	1365,2	0,0	0,310	
2	-130,0	235,0	0,0	P	-605,9	1095,2	0,0	0,210	OK
				M	-1780,1	235,0	0,0	0,070	
				N	-130,0	1428,1	0,0	0,160	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-220,0	430,0	0,0	P	-572,3	1118,7	0,0	0,380	OK
1	-220,0	430,0	0,0	M	-1527,7	430,1	0,0	0,140	OK
1	-220,0	430,0	0,0	N	-220,0	1365,2	0,0	0,310	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 16800,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	320,0	0,0	-170,0	-1225,0	0,07	118195,2	0,38

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	260,0	0,0	-140,0	0,00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 12600,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	80,0	0,0	-60,0	-279,9	0,02	0,00	0,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

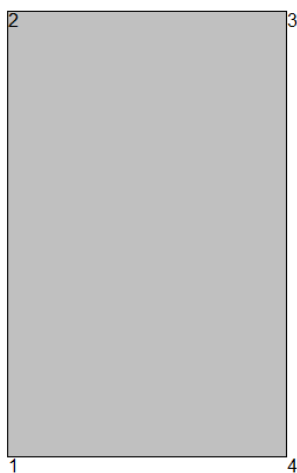


	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 95 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

9.5.3 Sezione d'incastro con il fusto

Base (cm)	100
Altezza	160
Armatura Tesa (cm ²)	Φ26/20
Copriferro Armatura Tesa (cm)	5.00
Armatura Compressa (cm ²)	Φ26/20
Copriferro Armatura Compressa (cm)	5.00

Verifiche allo stato limite ultimo per Flessione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	160,0
3	100,0	160,0
4	100,0	0,0

Normativa di riferimento:

Eurocodice 2 - UNI-EN 1992.1.1 - 1993

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 280 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 144232 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 323080 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

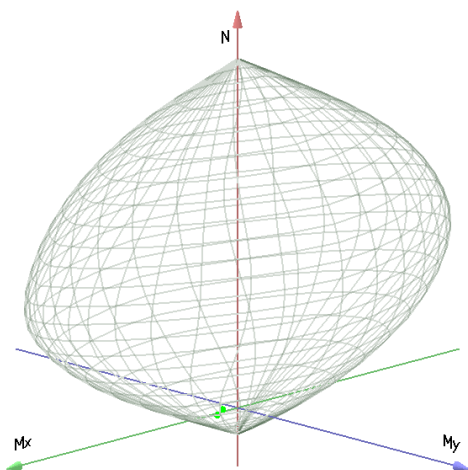
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-2077,5	0,0	0,0	Completamente tesa
27464,2	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	1561,5	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-1561,5	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	951,4	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-951,4	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-155,0	640,0	0,0	P	-320,7	1324,2	0,0	0,480	OK
				M	-1243,6	640,1	0,0	0,120	
				N	-155,0	1446,9	0,0	0,440	
2	180,0	470,0	0,0	P	832,2	2172,9	0,0	0,220	OK
				M	26725,2	468,8	0,0	0,010	
				N	180,0	1694,4	0,0	0,280	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-155,0	640,0	0,0	P	-320,7	1324,2	0,0	0,480	OK
1	-155,0	640,0	0,0	M	-1243,6	640,1	0,0	0,120	OK
1	-155,0	640,0	0,0	N	-155,0	1446,9	0,0	0,440	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 16800,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

APPROVATO SDP

Società di Progetto

Brebemi SpA

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 97 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	---------------------

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	490,0	0,0	-120,0	-1838,7	0,11	148793,7	0,47

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $WkL = 0,40$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	480,0	0,0	-90,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 12600,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $WkL = 0,30$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	285,0	0,0	-140,0	-979,1	0,08	0.00	0,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.6 Pali di fondazione

Le verifiche strutturali a pressoflessione dei pali vengono svolte nella seguente maniera:

- Verifiche SLU mediante costruzione dei domini di resistenza;
- Verifiche SLE mediante controllo stato fessurativo e tensionale.

Per le verifiche del palo si utilizzano i seguenti dati:

Diametro palo	$\phi_p=$	120	cm	
Area palo	$A_p=$	$\pi * \phi_p^2/4=$	11309.7	cm ²
Armatura minma da normativa	$A_a=$	0.3% A_p	= 34	cm ²

9.6.1 Verifiche strutturali SLU statico e sismico e SLE

Le verifiche riportate nel seguito sono state svolte nella sezione posta in corrispondenza della testa del palo, laddove si trovano i valori dimensionanti delle sollecitazioni e nella sezione posta a quota -9,70 m da testa palo dove si ha una diminuzione di armatura resistente.

Si riportano le verifiche allo SLU e allo SLE a pressoflessione e le verifiche allo SLU a taglio.

In testa i pali risultano armati con 24 Φ 26 barre longitudinali e con un'armatura a taglio costituita da una spirale diametro Φ 12 a passo 12 cm.

A quota -9,70 m da testa palo i pali risultano armati con 16 Φ 20 barre longitudinali e con un'armatura a taglio costituita da una spirale diametro Φ 12 a passo 25 cm.

9.6.2 Sezione di testa palo

- Verifica SLU a pressoflessione

Si effettua la verifica SLU a pressoflessione in condizione sismica in quanto la più gravosa.

Si ha:

$$M_{SLU} = 1700 \text{ kNm}$$

$$N_{min} = 320 \text{ kN}$$

Il palo risulta armato con 24 Φ 26.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 24
Diametro barre: 2,6 [cm]
Copri ferro (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 320 0 kN
M_{xEd}: 1700 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8 ?
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6 N/mm²
 τ_{c1} : 1,829 N/mm²

M_{xRd}: 2.334 kNm

σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 9,38 ‰
d: 111,5 cm
x: 30,3 x/d: 0,2717
 δ : 0,7797

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

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

Risultando $M_{SLU} = 1700 \text{ kNm} < M_{RES} = 2330 \text{ kNm}$, la verifica risulta soddisfatta.

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 100 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

- Verifica SLU a taglio

Si effettua la verifica SLU a taglio in condizione sismica in quanto la più gravosa.

Si ha:

$$T_{SLU} = 600 \text{ kN}$$

Il palo risulta armato con spirale $\Phi 12$ passo 12 cm.

V_{sdu}	600	kN
M_{sdu}	1700	kNm
N_{sdu}	320	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	120	cm
bw	108,00	cm
he	75,41	cm
d	69,21	cm
Asl	127,44	cm ²
c	6,20	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	17,83	gradi
$ctg\theta$	3,11	
θ imposto	-	gradi
Asw	2,26	cm ²
passo staffe	12	cm
f_{cd}	14,167	N/mm ²
$f_{ctd0,05}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,3960	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	426,757	kN
$V_{Rd,min}$	293,780	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000889	
$s_{l,max}$	51,90	cm
$A_{sw,min}$	4,983	cm ² / $s_{l,max}$
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V_{Rcd}	1427,432	kN

APPROVATO SDP

Risultando $T_{SLU} = 600 \text{ kN} < V_{Rcd} = 1427 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

Società di Progetto
Brebemi SpA



- Verifica SLE alle tensioni

Si effettua la verifica tensionale nella combinazione RARA.

$$M_{SLE_RARA} = 840 \text{ kNm}$$

$$N_{MIN_SLE_RARA} = 490 \text{ kN}$$

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 24
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

N° barre 0 **Zoom**

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

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 490 kN
M_{xEd} 0 840 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 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 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc} / f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6 N/mm²
τ_{cl} 1.829 N/mm²

σ_c -6.872 N/mm²
σ_s 166.3 N/mm²
ε_s 0.8317 ‰
d 111.5 cm
x 42.66 x/d 0.3826
δ 0.9183

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

La verifica risulta soddisfatta essendo le tensioni sia nell'acciaio che nel calcestruzzo inferiori ai valori tensionali limite.

- Verifica SLE a fessurazione

Si effettua la verifica a fessurazione facendo riferimento in via conservativa alla sola combinazione RARA.

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2,1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Diametro	$D =$	120	cm
Area armatura esterna	$A_{se} =$	127,44	cm ²
Copri ferro baricentro acciaio esterno	$c_s =$	7,5	cm
Area armatura interna	$A_{si} =$	0	cm ²
Copri ferro baricentro acciaio interno	$c'_s =$	0	cm
Ricoprimento barre più esterne	$c =$	6,2	cm
Ricoprimento barre più interne	$c+S =$	6,2	cm
Diametro massimo barre	$\Phi =$	2,6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	840,00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-490,00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0,00583	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2,61	N/mm ²
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2,19	N/mm ²
Area ideale	$A_{cid} =$	13216	cm ²
Momento d'inerzia area ideale	$J_{cid} =$	12808024	cm ⁴
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	213467	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	467,44	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	3,56	N/mm ²

Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	840,00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-490,00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r =$	-0,00583	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	42,7	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-6,80	N/mm ²
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	166,30	N/mm ²
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	614,4	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	$\sigma_{sr} =$	121,63	N/mm ²

Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	13,7	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0,4	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3,56	N/mm ²
	$\sigma_2 =$	-4,31	N/mm ²
Coefficiente k_3	$k_3 =$	0,125	

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 103 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

Larghezza efficace	$b_{eff} =$	13,7	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	25,7	cm ²
Area efficace	$A_{ceff} =$	352,1	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	5,31	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	23,76	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente β_1	$\beta_1 =$	1,0	
Coefficiente β_2	$\beta_2 =$	0,5	
Deformazione unitaria media	$\epsilon_{sm} =$	5,80E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0,234	mm

Risultando $w_k < 0,3$ mm in combinazione RARA la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

9.6.3 Sezione di minor armatura

- Verifica SLU a pressoflessione

Si effettua la verifica SLU a pressoflessione in condizione sismica in quanto la più gravosa.

Si ha:

$$M_{SLU} = 60 \text{ kNm}$$

$$N_{min} = 590 \text{ kN}$$

Il palo risulta armato con 16 Φ 20.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 590 0 kN
 M_{xEd}: 60 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

M_{xRd}: 1.212 kN m

σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 13,27 ‰
 d: 111,5 cm
 x: 23,28 x/d: 0,2088
 δ: 0,701

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
 L_o: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Risultando $M_{SLU} = 60 \text{ kNm} < M_{RES} = 1200 \text{ kNm}$, la verifica risulta soddisfatta.

APPROVATO SDP

- Verifica SLU a taglio

Si effettua la verifica SLU a taglio in condizione sismica in quanto la più gravosa.

Si ha:

$$T_{SLU} = 110 \text{ kN}$$

Il palo risulta armato con spirale $\Phi 12$ passo 25 cm.

V_{sdu}	110	kN
M_{sdu}	60	kNm
N_{sdu}	590	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	120	cm
bw	108,00	cm
h_e	75,41	cm
d	69,21	cm
Asl	50,24	cm ²
c	6,20	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	12,11	gradi
$ctg\theta$	4,66	
θ imposto	-	gradi
Asw	2,26	cm ²
passo staffe	25	cm
f_{cd}	14,167	N/mm ²
$f_{ctd0,05}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,7267	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	361,835	kN
$V_{Rd,min}$	330,854	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000889	
$s_{l,max}$	51,90	cm
$A_{sw,min}$	4,983	cm ² / $s_{l,max}$
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V_{Rcd}	1027,192	kN

APPROVATO SDP

Risultando $T_{SLU} = 110 \text{ kN} < V_{Rcd} = 1027 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

Società di Progetto
Brebemi SpA



- Verifica SLE alle tensioni

Si effettua la verifica tensionale nella combinazione RARA.

$$M_{SLE_RARA} = 75 \text{ kNm}$$

$$N_{MIN_SLE_RARA} = 760 \text{ Kn}$$

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 16

Diametro barre: 2 [cm]

Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Selezioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 760 kN

M_{xEd}: 0 75 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

ϵ_{su} : 67.5 ‰

f_{yd} : 391.3 N/mm²

E_s : 200.000 N/mm²

E_s/E_c : 15

ϵ_{syd} : 1.957 ‰

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²

C25/30

ϵ_{c2} : 2 ‰

ϵ_{cu} : 3.5

f_{cd} : 14.17

f_{cc}/f_{cd} : 0.8

$\sigma_{c,adm}$: 9.75

τ_{co} : 0.6

τ_{c1} : 1.829

σ_c : -1.036 N/mm²

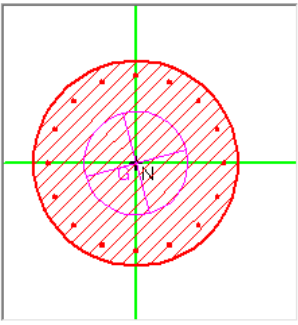
ϵ_s : -0.02133 ‰

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 0

☐ Precompresso



La verifica risulta soddisfatta essendo le tensioni sia nell'acciaio che nel calcestruzzo inferiori ai valori tensionali limite.

- Verifica SLE a fessurazione

La sezione in condizione RARA risulta interamente compressa, di conseguenza la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 107 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

10 VERIFICA GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche di portanza orizzontale e verticale per i pali φ 120 cm di lunghezza pari a 22,0 m.

La stratigrafia di progetto con cui sono state condotte le verifiche è stata costruita secondo il sondaggio di progetto esecutivo S1.

Vale quanto segue:

- Da +0,0 a -22,0 m Ghiaia sabbiosa $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 $\varphi' = 35^\circ$
 $c' = 0$

La falda si attesta a quota -14,0 m da piano campagna.

Le verifiche sono state condotte considerando una sola verticale indagata (sondaggio S1).

10.1.1 Verifiche geotecniche di portanza orizzontale

Si effettuano le verifiche di portanza orizzontale secondo la stratigrafia del paragrafo precedente utilizzando il metodo di Broms.

Il carico orizzontale allo SLU più gravoso sollecitante il palo si ha in condizioni sismiche e risulta:

$$T_{\text{SLU_SISMA}} = 600 \text{ kN}$$

Si riporta il dettaglio del calcolo del taglio resistente orizzontale nella combinazione SISMICA- GEO – (1)+M1+R3 .

CALCOLO PORTANZA ORIZZONTALE PALO INCASTRATO IN TESTA

IN TERRENO INCOERENTE CON PARAMETRI MEDI

Calcolo portanza orizzontale secondo Broms (parametri medi)

palo corto			palo intermedio			palo lungo		
vert indagata	1	num	vert indagata	1	num	vert indagata	1	num
coeff parziali	R3	R1, R2 o R3	coeff parziali	R3	R1, R2 o R3	coeff parziali	R3	R1, R2 o R3

Società di Progetto
Brebeni SpA

num
R3 R1, R2 o R3

Caratteristiche terreno			Caratteristiche terreno			Caratteristiche terreno		
γ med	20	kN/m3	γ med	20	kN/m3	γ med	20	kN/m3
ϕ med	35	°	ϕ med	35	°	ϕ med	35	°
α	0	°	α	0	°	α	0	°
$K_{p,0}$	3,69		$K_{p,0}$	3,69		$K_{p,0}$	3,69	
$K_{p,\alpha}$	3,69		$K_{p,\alpha}$	3,69		$K_{p,\alpha}$	3,69	
$K_{p,\alpha} / K_{p,0}$	1,00		$K_{p,\alpha} / K_{p,0}$	1,00		$K_{p,\alpha} / K_{p,0}$	1,00	
riduzione kp	1,00	num	riduzione kp	1,00	num	riduzione kp	1,00	num
$K_{p,d}$	3,69		$K_{p,d}$	3,69		$K_{p,d}$	3,69	
Caratteristiche del palo			Caratteristiche del palo			Caratteristiche del palo		
d	1,200	m	d	1,200	m	d	1,200	m
L	22,000	m	L	22,000	m	L	22,000	m
			Mpl	2320,00	kNm	Mpl	2320,00	kNm
Carico limite			Carico limite			Carico limite		
						f	3,74	m
						M-Mu	0,00	OK
V_{lim} (med)	64297,56	kN	V_{lim} (med)	21538	kN	V_{lim} (med)	1860	kN
ξ_3	1,70	kN	ξ_3	1,70	kN	ξ_3	1,70	kN
γ_T	1,30	kN	γ_T	1,30	kN	γ_T	1,30	kN
VRD (med)	29093,92	kN	VRD (med)	9745,69	kN	VRD (med)	841,65	kN

VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE CON PARAMETRI MEDI

VRD (med)	841,65	kN
VEd	611,00	kN
Verifica - $V_{Ed} / R_{tr,d} < 1$	0,71	

Risultando $T_{SLU_SISMA} = 600 \text{ kN} < V_{RD} = 841 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 109 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

10.1.2 Verifiche geotecniche di portanza verticale

Si effettuano le verifiche di portanza verticale secondo la stratigrafia riportata nel paragrafo “Verifiche Geotecniche”.

Il carico verticale allo SLU più gravoso agente in testa palo si ha in condizioni statiche e risulta:

$$N_{\text{SLU_GEO}} = 3500 \text{ kN}$$

Si effettuano le verifiche nella combinazione A2+M1+R2.

I primi 2,0 m di palo vengono realizzati all'interno del rilevato di approccio alla spalla, per cui il piede del palo risulta a quota -20,0 m da piano campagna.

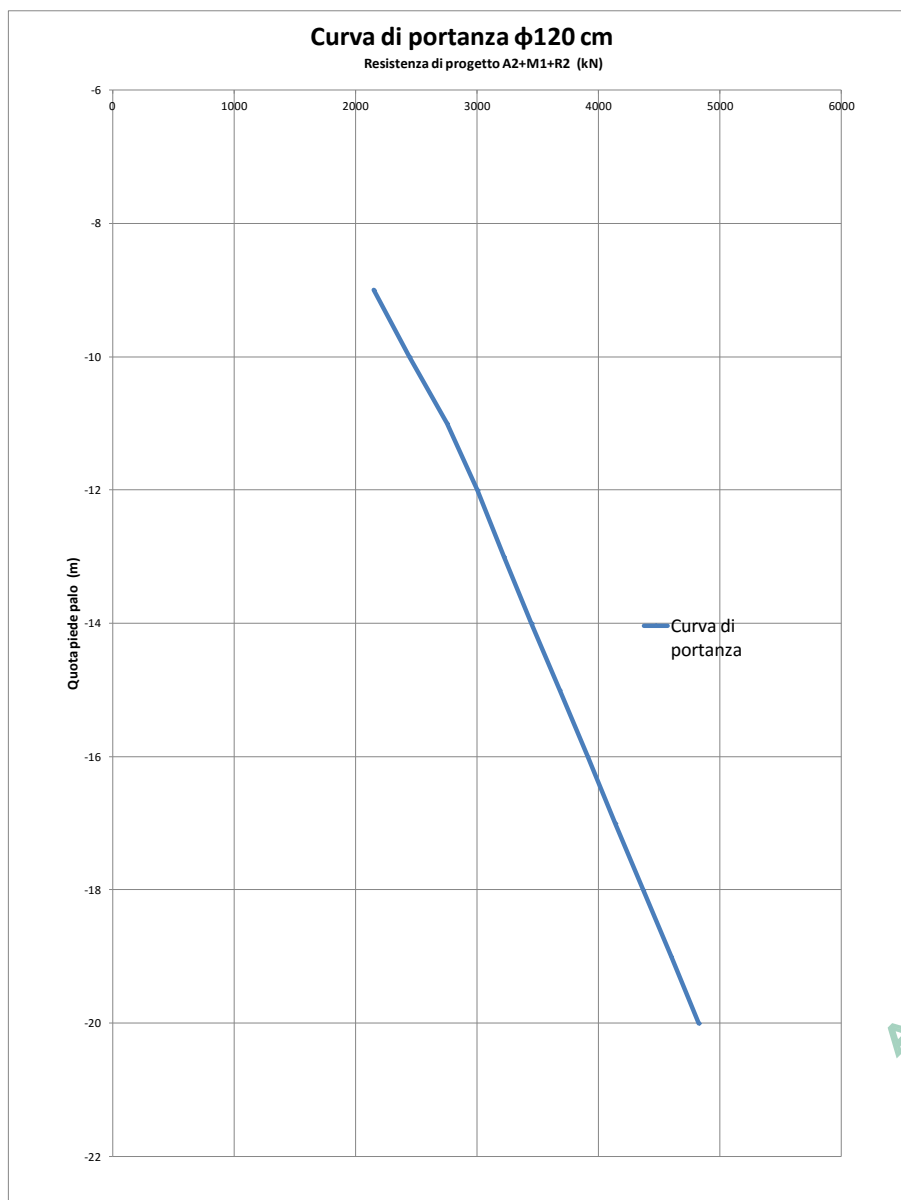
Nelle verifiche si trascura il contributo di resistenza offerto dalla porzione di palo all'interno del rilevato a causa del rimaneggiamento dovuto alla realizzazione del palo stesso.

Si riporta per completezza la curva di capacità portante per il palo in parola e i dettagli di calcolo.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA





APPROVATO SDP

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 112 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

La resistenza di progetto con piede palo a quota - 20,0 m da p.c. vale:

$$R_{d} = R_{d_lat} + R_{d_base} = 3260 \text{ kN} + 1565 \text{ kN} = 4825 \text{ kN}$$

Decurtando tale valore con il contributo dato dal peso proprio del palo si ha:

$$R_{d} = 4825 \text{ kN} - \pi/4 \times 1.2^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 22,0 \text{ m} = 4825 \text{ kN} - 622 \text{ kN} = 4200 \text{ kN}$$

Risultando $R_{d} = 4200 \text{ kN} > N_{SLU_GEO} = 3500 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



11 SISTEMA DI VINCOLAMENTO, APPOGGI E GIUNTI

Il sistema di vincolamento previsto per il Cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidezza orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre i dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa che è determinata dalla mescola elastomerica da cui sono costituiti e che è utile a minimizzare gli spostamenti della struttura isolata. I dispositivi previsti in corrispondenza delle spalle sono inoltre dotati di una slitta che permette gli spostamenti in direzione longitudinale: di conseguenza le azioni longitudinali in condizioni di esercizio o in condizione sismica si ripartiscono sulle sole spalle e non vengono trasmesse alle spalle. Le azioni trasversali invece sono trasmesse a spalle e spalle: in questo modo viene ripartita su un maggior numero di punti l'azione del vento e quindi vengono minimizzati gli spostamenti orizzontali trasversali dovuti a tale azione che altrimenti rappresenterebbero un malfunzionamento dell'opera in condizioni di esercizio.

Le diverse caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento, posti rispettivamente in corrispondenza della spalla e delle spalle, vengono in primo luogo definite dal valore di portata verticale che i dispositivi stessi devono essere in grado di garantire e quindi in base alle lunghezze di pertinenza dei carichi per le spalle e per le spalle. Ne conseguono diversi valori di rigidezza traslazionale k_h proporzionali alle lunghezze di pertinenza secondo l'espressione $k_h = G \cdot A / t_e$ dove t_e indica lo spessore totale della gomma costituente il dispositivo.

Come mostrato dall'espressione precedente un fattore che influenza il valore della rigidezza traslazionale dei dispositivi è quello del modulo di elasticità tangenziale G . Le mescole elastomeriche ad alto smorzamento di cui sono costituiti i dispositivi di isolamento sono caratterizzate da una sensibile variazione del modulo G al variare della deformazione. In particolare il valore di G al disotto del 50% della deformazione massima di un dispositivo risulta circa 2 volte superiore al valore assunto da G per deformazioni più elevate. Di conseguenza il valore della rigidezza traslazionale dei dispositivi in condizioni di esercizio risulta più elevata di quella in condizione sismica.

Di seguito si anticipano i valori delle rigidezze traslazionali dei dispositivi previsti in corrispondenza delle spalle in condizioni di esercizio e sismiche: tali valori verranno infatti utilizzate in condizioni sismiche in un'analisi dinamica lineare al fine della valutazione delle azioni sismiche e nella ripartizione delle azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai diversi elementi di sostegno.

	Spalla A e B
Numero dispositivi di appoggio	2

	Kh dispositivi Spalle
Condizioni di esercizio	12'375 kN/m
Condizioni sismiche	4'950 kN/m

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 114 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

11.1 Criteri di progetto dei dispositivi

Per quanto riguarda le sollecitazioni di natura sismica, in accordo a quanto riportato al punto 7.10 del D.M. 2008, i dispositivi del sistema d'isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC, al fine di garantire il soddisfacimento del requisito riguardante il livello superiore di sicurezza richiesto al sistema di isolamento rispetto alle altre parti costituenti l'opera.

Si riporta di seguito il riepilogo delle azioni che interessano il sistema di isolamento.

11.1.1 Azioni trasmesse dall'impalcato

11.1.1.1 Pesì permanenti

Si riportano i pesi permanenti lineari dei diversi elementi dell'impalcato, calcolati in base ai dati definiti in precedenza.

Peso travi	52,54 kN/m
Peso soletta	71,00 kN/m
Peso pavimentazione	25,50 kN/m
Peso dei cordoli	35,63 kN/m
Peso barriere di sicurezza	3,45 kN/m
Peso rete di protezione	2,00 kN/m

Peso permanente lineare assunto	190,00 kN/m
---------------------------------	-------------------

Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla spalla è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato	11590,00 kN
Peso afferente alla spalla	5795,00 kN
Eccentricità asse impalcato/asse spalla	0,00 m

11.1.1.2 Carichi accidentali

Le reazioni vincolari sulla spalla vengono valutate attraverso un modello monofilare agli elementi finiti costituito da elementi beam. E' applicato lo schema di carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m e da carichi uniformemente distribuiti.

Le reazioni vincolari della trave continua in corrispondenza della spalla vengono valutate disponendo gli assi dei carichi concentrati in corrispondenza della spalla in modo da massimizzare la reazione verticale sulla spalla stessa.

Si riporta il riepilogo dell'analisi dei carichi accidentali effettuata.

Larghezza della carreggiata w	8,50 m
Lunghezza corsia convenzionale	3,00 m
Numero di corsie convenzionali	2,00

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 115 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

Larghezza della zona rimanente w_r	2,50 m
Corsia numero 1	
Q_{1k}	300,00 kN
q_{1k}	9,00 kN/m ²
Corsia numero 2	
Q_{2k}	200,00 kN
q_{2k}	2,50 kN/m ²
Corsia numero 3	
Q_{3k}	100,00 kN
q_{3k}	2,50 kN/m ²
Altre corsie e zona rimanente	2,50 kN/m ²
Folla	2,50 kN/m ²

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo numero 1, definito come il cordolo di larghezza minore. Il numero di colonne di carico prese in considerazione è quello che determina le condizioni più sfavorevoli per la spalla.

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico e la reazione totale dei carichi accidentali da traffico con la relativa eccentricità trasversale, calcolata rispetto all'asse dell'impalcato sono le seguenti:

Reazione 1° colonna di carico	1423,50 kN
Reazione 2° colonna di carico	628,75 kN
Reazione folla su cordolo 1	167,75 kN
Reazione folla su cordolo 2	167,75 kN
R_{acc}	2578,38 kN
Eccentricità trasversale di R_{acc}	1,24 m

Le reazioni distinte fra carichi concentrati R_Q e carichi uniformemente distribuiti R_q , con le rispettive eccentricità, sono riassunte di seguito:

R_Q	1000,00 kN
R_q	1578,38 kN
Eccentricità trasversale con cui è applicato R_Q	1,55 m
Eccentricità trasversale con cui è applicato R_q	1,04 m

11.1.1.3 Azioni orizzontali trasversali

AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico diretto nelle direzioni più sfavorevoli per le pile.

La pressione cinetica del vento è calcolata secondo quanto stabilito dalla normativa. Il calcolo è riportato di seguito:

APPROVATO SDP

statico diretto nelle
direzioni più sfavorevoli
Brebemi SpA
Società di Progetto

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 116 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

Zona vento = 1

$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$; $A_0 = 1000 \text{ m}$; $K_a = 0.010 \text{ 1/s}$

Classe di rugosità del terreno: B

Categoria esposizione : tipo II

$K_r = 0.19 \text{ m/s}$; $z_0 = 0.05 \text{ m}$; $z_{\min} = 4 \text{ m}$

Velocità di riferimento = 25 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 0,40 kN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 1,20

Coefficiente dinamico (C_d) = 1.00

Coefficiente di esposizione topografico (C_t) = 1.00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 2,35

Coefficiente di trascinamento (C_f) = 2,00

Pressione del vento ($p = q_b * C_b * C_p * C_d * C_t$) = 2,50 kN/mq

Per la determinazione delle azioni del vento si considerano le due distinte situazioni di ponte carico e ponte scarico.

Superficie esposta al vento a ponte scarico	74,73 m ²
Azione del vento a ponte scarico	186,81 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	1,48 m
Superficie esposta al vento a ponte carico	165,00 m ²
Azione del vento a ponte carico	412,50 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	2,75 m

11.1.1.4 Azioni orizzontali longitudinali

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 e, per i ponti di prima categoria, è data dalla seguente espressione:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 * (2 * Q_{1k}) + 0.10 * q_{1k} * w_1 * L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia ed L la lunghezza della zona caricata.

L'azione di frenamento totale massima per l'impalcato in oggetto risulta:

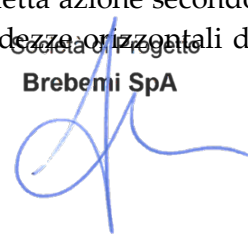
Azione di frenamento totale q_3 524,70 kN

Data la tipologia di vincolo si considera che alla spalla venga trasmessa parte della suddetta azione secondo il rapporto tra la rigidezza orizzontale dei dispositivi della spalla e la somma delle rigidezze orizzontali di tutti i dispositivi posti sulla spalla e sulle spalle.

La risultante di detta azione trasmessa alla singola spalla risulta:

APPROVATO SDP

Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 117 di 121
---	--------------------------------	---	-------------	----------------------

Azione di frenamento sulla spalla 262,35 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi 0,25 m

I dispositivi di appoggio in elastomero armato previsti per l'opera in oggetto trasmettono agli elementi di sostegno un'azione orizzontale proporzionale alla loro rigidità ed allo scorrimento massimo dovuto a deformazioni lente corrispondenti alla dilatazione termica dell'impalcato.

L'accorciamento dovuto ad escursione termica tra due punti A e B dell'impalcato è dato dalla seguente espressione:

$$dL_{AB} = L_{AB} \cdot \alpha \cdot dT$$

dove si assume:

$L_{AB} = 30.00\text{m}$ distanza tra la spalla e il baricentro delle rigidità degli appoggi

$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$ coefficiente di dilatazione termica

$dT = 30^\circ \text{ C}$ variazione termica

Si ottiene dunque:

$$\Delta L_{AB} = 30.00 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 30 = 10.8 \text{ mm}$$

Di seguito, considerando i valori delle rigidità orizzontali in condizioni di esercizio dei dispositivi previsti in corrispondenza della spalla e la lunghezza dell'impalcato interessato da una variazione termica di 30°C , viene calcolata l'azione orizzontale conseguente alla suddetta deformazione termica.

$$H_{el} = n \cdot dL_{AB} \cdot k$$

dove si assume:

n = numero dei dispositivi sulla spalla

k = rigidità orizzontale di ciascun dispositivo;

Azione elastica (in presenza di appoggi elastomerici fissi) 222.00 kN
applicata in corrispondenza degli appoggi.

11.1.2 Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato

Di seguito si riportano i parametri sismici relativi alla zona di appartenenza dell'opera e alla categoria del suolo di fondazione e si calcolano la forza totale applicata al sistema di isolamento, il corrispondente spostamento e l'azione trasmessa alla spalla, separatamente per le due direzioni longitudinale e trasversale.

Tipo di suolo (A, B, C, D)	C
Coefficiente di smorzamento equivalente	15,00 %
Numero dispositivi per elemento di sostegno	2,00
DIREZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE	
Peso complessivo impalcato	11600,00 kN
Rigidità traslazionale sistema isolato	19800.00 kN/m
Periodo del sistema isolato	1.535 sec
Ordinata dello spettro elastico SLV	0.100 g
Ordinata dello spettro elastico SLC	0.130 g
Forza complessiva trasmessa al sistema di isolamento SLV	1200.00 kN
Rigidità minima	17820.00 kN/m
Spostamento del centro di rigidità SLV	0,088 m
Spostamento del centro di rigidità SLC	0,110 m
Forza trasmessa alla spalla SLV	600,00 kN

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 118 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

Forza trasmessa alla spalla SLC

800,00 kN

11.2 Caratteristiche geometrico-inerziali degli apparecchi di appoggio

Si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche degli apparecchi di appoggio della spalla.

Numero di appoggi sulla spalla n_{ap}	2,00
Numero di appoggi che reagiscono longitudinalmente n_{apl}	2,00
Numero di appoggi che reagiscono trasversalmente n_{apt}	2,00
Interasse appoggi	14,20 m
Modulo di resistenza appoggio più sollecitato	14,20 m

11.3 Azioni elementari sugli appoggi

Nella tabella vengono riassunte le azioni presenti sul sistema di vincolamento.

CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)
Peso permanente	g	5764,50			
Accidentali Q_k (assi concentrati)	Q_k	1000,00	1550,00		
Accidentali q_k (carichi distribuiti)	q_k	1578,38	1635,56		
Frenatura	q^3			262,35	
Azione centrifuga	q^4		0,00		0,00
Vento su impalcato carico	q^5		1237,50		412,50
Vento su impalcato scarico	q^5		322,25		186,81
Azione di attrito	q^7			0,00	
Azione elastica	q^7			222,75	
Azioni sismiche longitudinali SLV	s_l			600,00	
Azioni sismiche trasversali SLV	s_t		750,00		600,00
Azioni sismiche longitudinali SLC	s_l			800,00	
Azioni sismiche trasversali SLC	s_t		1000,00		800,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 119 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

11.4 Sollecitazioni sugli appoggi

Nelle tabelle successive vengono specificati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle seguenti componenti di sollecitazione:

AZIONI RELATIVE AL SISTEMA DI VINCOLAMENTO

N = carico verticale

M_t = momento trasversale

T_l = taglio longitudinale

T_t = taglio trasversale

AZIONI RELATIVE AL SINGOLO DISPOSITIVO DI APPOGGIO

$V_{max} = N/n + M_t/W_t$; carico verticale massimo

$V_{min} = N/n - M_t/W_t$; carico verticale minimo

$H_l = T_l/na_{ap}$; taglio longitudinale massimo

$H_t = T_t/na_{pt}$; taglio longitudinale minimo

COMB DI CARICO	N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kNm)	Tt(kN)	Vmax(kN)	Vmin(kN)	Hl(kN)	Ht(kN)	Hris(kN)
U1a	5764,50	483,38	155,93	280,22	2916,29	2848,21	77,96	140,11	160,34
U1b	7782,08	483,38	155,93	280,22	3925,08	3857,00	77,96	140,11	160,34
U1c	7629,32	4308,83	155,93	618,75	4118,10	3511,22	77,96	309,38	319,05
U1d	9646,90	4308,83	155,93	618,75	5126,89	4520,01	77,96	309,38	319,05
U2a	9245,31	5414,26	155,93	371,25	5003,94	4241,37	77,96	185,63	201,33
U2b	11262,88	5414,26	155,93	371,25	6012,73	5250,15	77,96	185,63	201,33
U3a	7629,32	3566,33	510,10	371,25	4065,81	3563,51	255,05	185,63	315,45
U3b	9646,90	3566,33	510,10	371,25	5074,60	4572,30	255,05	185,63	315,45
U4a	7629,32	3566,33	155,93	371,25	4065,81	3563,51	77,96	185,63	201,33
U4b	9646,90	3566,33	155,93	371,25	5074,60	4572,30	77,96	185,63	201,33
U5a	7629,32	3566,33	259,88	371,25	4065,81	3563,51	129,94	185,63	226,58
U5b	9646,90	3566,33	259,88	371,25	5074,60	4572,30	129,94	185,63	226,58
A1	5764,50	322,25	103,95	186,81	2904,94	2859,56	51,98	93,41	106,89
A1b	7145,85	3054,23	103,95	412,50	3788,01	3357,84	51,98	206,25	212,70
A2	8342,88	3928,06	103,95	247,50	4448,06	3894,81	51,98	123,75	134,22
A3	7145,85	2559,23	366,30	247,50	3753,15	3392,70	183,15	123,75	221,04
A4	7145,85	2559,23	103,95	247,50	3753,15	3392,70	51,98	123,75	134,22
A5	7145,85	2559,23	173,25	247,50	3753,15	3392,70	86,63	123,75	151,06
Q.P.	5764,50	0,00	86,63	0,00	2882,25	2882,25	43,31	0,00	43,31
S1-SLV	6280,18	931,49	896,38	235,50	3205,69	3074,49	448,19	117,75	463,40
S2-SLV	6280,18	1618,36	346,88	785,00	3254,06	3026,12	173,44	392,50	429,11
S3-SLC	6280,18	1002,74	1086,38	292,50	3210,70	3069,47	543,19	146,25	562,53
S4-SLC	6280,18	1855,86	403,88	975,00	3270,78	3009,39	201,94	487,50	527,67

	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 120 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

Di seguito si riporta il riepilogo delle azioni significative sul singolo appoggio, con le quali si vanno a definire le caratteristiche meccaniche degli isolatori di progetto.

COMBINAZIONE CARATTERISTICA RARA

$V_{max,Rara}$	4448,06 kN
$V_{min,Rara}$	3894,81 kN
$H_{lmax,Rara}$	183,15 kN
$H_{tmax,RARA}$	206,25 kN

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$V_{max,QP}$	2882,25 kN
$V_{min,QP}$	2882,25 kN
$H_{lmax,QP}$	43,31 kN

COMBINAZIONE FONDAMENTALE-A1

$V_{max,A1}$	6012,73 kN
$V_{min,A1}$	5250,15 kN
$H_{lmax,A1}$	255,05 kN
$H_{tmax,A1}$	309,38 kN

COMBINAZIONE SISMICA SLV

$V_{max,s}$	3246,57 kN
$V_{min,s}$	3076,73 kN
$H_{lmax,s}$	448,00 kN
$H_{tmax,s}$	392,00 kN

COMBINAZIONE SISMICA SLC

$V_{max,s}$	3246,57 kN
$V_{min,s}$	3076,73 kN
$H_{lmax,s}$	543,00 kN
$H_{tmax,s}$	487,50 kN

APPROVATO SDP

Prescrizioni per gli appoggi

Carico verticale massimo SLE	$R_{rara} = 4448,06 \text{ kN}$
Carico verticale carichi permanenti SLE	$R_{qperm} = 2882,25 \text{ kN}$
Carico orizzontale longitudinale massimo SLC	$R_{sisma} = 487.5 + 0.5 \cdot 111 = 543.31 \text{ kN}$
Carico orizzontale trasversale massimo SLC	$R_{sisma} = 487.50 \text{ kN}$
Deformazione longitudinale termica massima	$D_{t} = \pm 10.8 \text{ mm}$
Deformazione longitudinale massima	$D1 = D_{sisma} + D_{term} = 126 + 10.8 = \pm 136.8 \text{ mm}$
Deformazione trasversale massima	$D2 = D_{sisma} + D_{term} = 126 + 2.34 = \pm 128.3 \text{ mm}$

Rigidezza orizzontale corrispondente al max spostamento	$K = 3.85 \text{ kN/mm}$
Smorzamento equivalente	$> 15\%$

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65825-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 121 di 121
---	--------------------------------	--	-------------	----------------------

11.5 Giunti

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi provocati dall'escursione termica e dal sisma di progetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e allo Stato Limite di Collasso. Si vedano i capitoli precedenti per il dettaglio sul calcolo di tali spostamenti, di seguito riepilogati:

$$D_{,t} = \pm 10.8 \text{ mm}$$

$$D_{,slu} = 70 \text{ mm}$$

$$D_{,slc} = 90 \text{ mm}$$

Secondo quanto riportato nelle NTC08 - §5.1.3.12 - Tabella 5.1.VI si combinano le azioni di sisma e variazione termica.

$$\text{Combinazione sismica SLV} = D_{,slu} + 0.5 \cdot D_{,t} = 75.4 \text{ mm}$$

$$\text{Combinazione sismica SLC} = D_{,slc} + 0.5 \cdot D_{,t} = 84.60 \text{ mm}$$

Si prevede pertanto su entrambe le spalle un giunto con escursione $\pm 150 \text{ mm}$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

