

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  
SOAX2 - SOTTOPASSO PODERALE  
MURI AD "U"

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

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

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

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO													DATA: LUG 2016
	EMIT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PART.	PROGR.	PART.DOC.	STATO	REV.	
65332	04	RC	E	I	I1	SO	AX2	00	00	002	00	A	00	

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE									
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.P.A. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 452	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO	
		A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI

	<b>IL CONCEDENTE</b> 	<b>IL CONCESSIONARIO</b> <p>Società di Progetto Brebemi SpA</p>
--	--------------------------	--

## INDICE

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI .....	5
2.1	Opere in c.a. e strutture metalliche .....	5
2.2	Strade .....	5
2.3	Altri documenti .....	6
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
3.1	Calcestruzzo per strutture.....	7
3.2	Acciaio per cemento armato .....	7
3.3	Durabilità e prescrizioni sui materiali .....	7
3.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali .....	9
4.	CRITERI DI CALCOLO.....	10
5.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	11
5.1	Combinazioni per la verifica allo SLU .....	11
5.2	Combinazioni per la verifica allo SLE .....	11
5.3	Combinazioni per la condizione sismica.....	11
6.	PARAMETRI GEOTECNICI.....	12
7.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	13
8.	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	14
9.	ANALISI DELLA STRUTTURA .....	15
9.1	Analisi dei carichi.....	15
9.1.1	<i>CdC 1: Peso proprio .....</i>	15
9.1.2	<i>CdC 2: Azioni agenti sullo sbalzo di fondazione.....</i>	15
9.1.3	<i>CdC 3: Spinta del terreno .....</i>	15
9.1.4	<i>CdC 4: Spinta dovuta ai sovraccarichi variabili sul rilevato .....</i>	15
9.1.5	<i>CdC 5: Sovrappinta del terreno in condizione sismica .....</i>	16
9.1.6	<i>CdC 6: Azioni inerziali delle masse strutturali.....</i>	16
9.1.7	<i>CdC 7: Carichi mobili stradali sulla soletta di fondazione.....</i>	17
9.2	Combinazioni di riferimento.....	17
9.3	Sollecitazioni di riferimento .....	18
9.3.1	<i>Muro con piedritti h=7m .....</i>	18
9.3.2	<i>Muro con piedritti h=6.04m .....</i>	22
9.3.3	<i>Muro con piedritti h=5.07m .....</i>	25
9.3.4	<i>Muro con piedritti h=4.14m .....</i>	29

APPROVATO SDP



<b>10.</b>	<b>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....</b>	<b>33</b>
<b>10.1</b>	<b>Criteri di verifica.....</b>	<b>33</b>
10.1.1	<i>Resistenza a sforzo normale e flessione.....</i>	33
10.1.2	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....</i>	34
10.1.3	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione.....</i>	35
10.1.4	<i>Verifiche delle tensioni in esercizio.....</i>	38
<b>11.</b>	<b>VERIFICHE DELLE FONDAZIONI DEI MURI AD U.....</b>	<b>39</b>
11.1	<b>Muro ad U 6.04&lt;h&lt;7.00m.....</b>	<b>39</b>
11.2	<b>Muro ad U 5.07&lt;h&lt;6.04m.....</b>	<b>43</b>
11.3	<b>Muro ad U 2.18&lt;h&lt;5.07m.....</b>	<b>48</b>
11.4	<b>Muro ad U h=4.14m.....</b>	<b>53</b>

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 4 di 58
--	----------------------------	--	-------------	-------------------

## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo riguarda i muri ad "U" di imbocco allo scatolare denominato " SOAX2 – Sottopasso Poderale", previsto nell'ambito del Progetto Esecutivo dell'interconnessione A35-A4, sulla rampa di svincolo A4-BB alla progressiva chilometrica 0+655,63.

Il calcolo e la verifica dei muri ad "U" sono stati eseguiti considerando le seguenti geometrie per le elevazioni:

- Altezza del piedritto pari a 7.00m
- Altezza del piedritto pari a 6.04m
- Altezza del piedritto pari a 5.07m
- Altezza del piedritto pari a 4.14m

mentre per la fondazione sono state considerate le seguenti larghezze:

- 8.20m per il muro simmetrico di altezza 7.00m
- 8.20m per il muro simmetrico di altezza 6.04 m
- 7.00m per il muro simmetrico di altezza 5.07 m
- 7.40m per il muro simmetrico di altezza 4.14 m

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

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

Le sollecitazioni sono stata ricavate per una striscia unitaria di struttura, mentre il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana di striscia larga 2.50m.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 5 di 58
--	----------------------------	---	-------------	-------------------

## 2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

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

### 2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

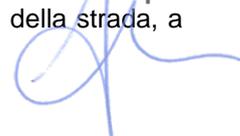
- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni sulle strutture - Azioni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

### 2.2 Strade

- D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade
- D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”
- Decreto Legislativo 30 aprile 1992 n. 285– Nuovo codice della strada;
- D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;
- D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell’articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85.

Società di Progetto

**Brebemi SpA**



	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 6 di 58
--	----------------------------	--	-------------	-------------------

- D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale
- L. 1 agosto 2002 n. 168 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale
- D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – modifiche ed integrazioni al codice della strada
- L. 1 agosto 2003 n. 214 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada
- D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili
- Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane

### 2.3 Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

APPROVATO SDP

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali elencati nel seguito.

#### 3.1 Calcestruzzo per strutture

Per la realizzazione delle fondazioni/solette del muro ad "U" si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di C28/35 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 28.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36.00 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 32308 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 1.94 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 12.60 \text{ N/mm}^2$

#### 3.2 Acciaio per cemento armato

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

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m,s} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di trazione (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$

#### 3.3 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.

APPROVATO SDP



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65332-SOAX2-A00	04RCEI11S0AX2000000200	A00	8 di 58

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 a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

In accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto, si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copri ferri minimi. Il copriferro è valutato in accordo a quanto prescritto nella Norma UNI EN 1992-1-1, mentre la classe di resistenza minima è definita in accordo al Prospetto 4 della Norma UNI 11104:2004.

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck)min]	Classe strutturale	Copriferro minimo $c_{min,dur}$	Copriferro nominale $c_{nom} = c_{min} + h$ (mm)
			VN=100	VN=100	VN=100
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	--	--	--
Soletta inferiore	XC2	C28/35	S4	35	40

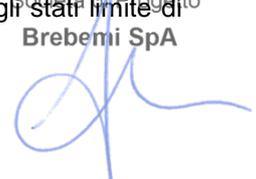
Tabella 3.1 Classe di resistenza minima e copriferro nominale

In base a quanto definito nella tabella precedente e in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

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 3.2 – Descrizione delle condizioni ambientali (tabella 4.2.III NTC 2008)

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008, riportata di seguito per comodità, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura. Nel caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.



	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 9 di 58
--	----------------------------	--	-------------	-------------------

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w2	ap. fessure	≤ w3
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w1	ap. fessure	≤ w2
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w1	ap. fessure	≤ w2
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w1
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w1
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w1

Tabella 3.3 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (tabella 4.1.IV NTC 2008)

### 3.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

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 35mm, pertanto  $c_{nom}=40$  mm, valore valido per tutte le parti di struttura.

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 10 di 58
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

#### 4. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

L'analisi della struttura è stata implementata con l'ausilio di una modellazione numerica agli elementi finiti con apposito codice di calcolo strutturale (rif. capitolo 9), alla quale sono state assegnate tutte le azioni da normativa.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 11 di 58
--	----------------------------	---	-------------	--------------------

## 5. 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.

### 5.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

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

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

SLU di tipo strutturale: raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" per quanto concerne le verifiche strutturali,

### 5.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

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

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

### 5.3 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):

Combinazione sismica:  $E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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  $\psi_{2i}$  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 pesanti 0.

APPROVATO SDP

del mezzo progetto  
Brebemi SpA



	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 12 di 58
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici che caratterizzano i materiali da rilevati e reinterri sono:

$$\Phi'_k = 38^\circ$$

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

A tali parametri sono associati i seguenti coefficienti di spinta:

$$k_{0,k} = 0.384 \quad \text{coefficiente di spinta a riposo}$$

$$k_{a,k} = 0.238 \quad \text{coefficiente di spinta attiva}$$

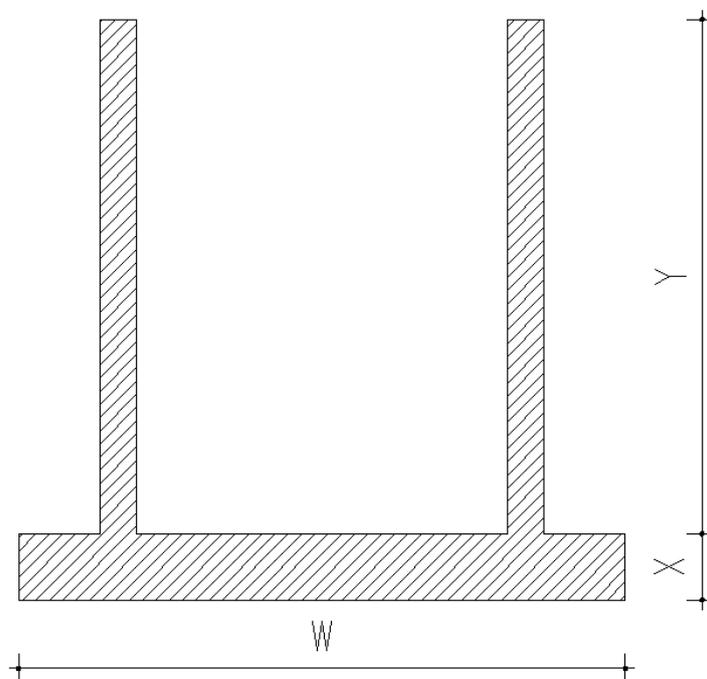
APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



## 7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria tipo dei muri ad "U" è quella riportata nella figura seguente:



Ai fini del calcolo delle sollecitazioni sono state considerate le seguenti geometrie:

MODELLO	ALTEZZA PIEDRITTI	SPESSORE FONDAZIONE	LARGHEZZA FONDAZIONE
1	Y = 7.00m	X = 0.90m	W = 8.20 m
2	Y = 6.04m	X = 0.90m	W = 8.20 m
3	Y = 5.07m	X = 0.90m	W = 7.00 m
4	Y = 4.14m	X = 0.70m	W = 7.40 m

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 14 di 58
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

## 8. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Il calcolo agli elementi finiti del modello per i muri ad "U" è stato effettuato utilizzando il codice "STRAUS 7®" prodotto dalla G+D Computing, Suite 1, Level 5, 65 York Street, Sydney NSW 2000 Australia.

Gli elementi utilizzati per la modellazione della fondazione sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM
- Elemento tipo SUPPORT

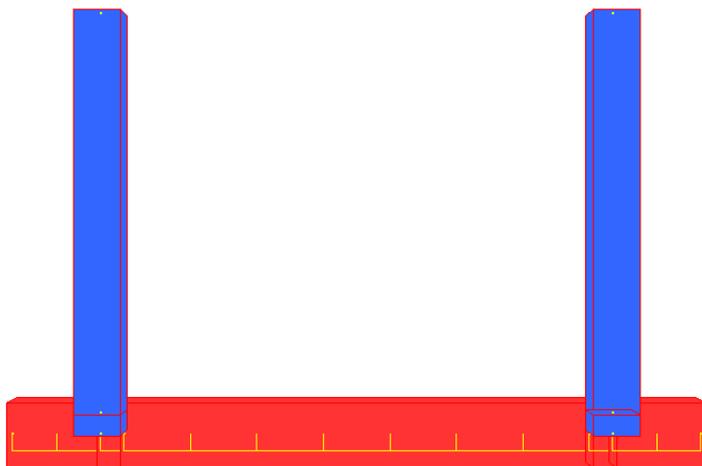
Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Il valore della costante di sottofondo elastico uniformemente distribuita lungo ciascun elemento è assunta pari a:

$$K_s = 15000 \text{ kN/m/m.}$$

Per considerare la variabilità delle altezze dei piedritti e dello spessore della soletta di fondazione si sono implementati 4 modelli agli elementi finiti.

Una rappresentazione della geometria della modellazione numerica è riportata nella figura seguente:



APPROVATO SDP

	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 15 di 58
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

## 9. ANALISI DELLA STRUTTURA

### 9.1 Analisi dei carichi

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

Vengono prese in considerazione n°7 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC7), di seguito determinate.

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

#### 9.1.1 CdC 1: Peso proprio

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m<sup>3</sup>
- rilevato 20 kN/m<sup>3</sup>

#### 9.1.2 CdC 2: Azioni agenti sullo sbalzo di fondazione

L'unica azione che agisce sullo sbalzo è il peso del terreno soprastante lo sbalzo stesso e, l'eventuale accidentale presente sul terrapieno. A favore di sicurezza, non si è tenuto in conto di questo contributo.

#### 9.1.3 CdC 3: Spinta del terreno

Le caratteristiche del terreno a ridosso del paramento, valide per tutte le sezioni sono:

$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$  (peso di volume del terreno);

$\varphi = 38^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 0.384$ .

Il coefficiente di spinta attiva risulta invece pari a  $k_a = 0.238$ .

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = k_0 \gamma z \quad \text{e} \quad p_h = k_a \gamma z$$

#### 9.1.4 CdC 4: Spinta dovuta ai sovraccarichi variabili sul rilevato

Il sovraccarico accidentale che verrà considerato sul terreno ai fini del calcolo delle spinte si assume pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebini SpA



### 9.1.5 CdC 5: Sovrappinta del terreno in condizione sismica

I parametri sismici di progetto sono stati assunti da quanto contenuto nella relazione sismica.

Si ha:

STATO LIMITE	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T^*_c$ (g)
SALVAGUARDIA VITA	0.183	2.452	0.287

Con riferimento allo SLV la componente orizzontale dell'accelerazione sismica equivalente da applicare per metodi di calcolo pseudo-statici risulta pari a:

$$S_S = 1.43 \quad (\text{terreno categoria tipo C})$$
$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.43 \cdot 1.00 \cdot 0.184 \text{ g} = 0.263 \text{ g}$$

Dove:

$S_S$ : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (par.3.2.3.2.1 Norme Tecniche per le Costruzioni);

$S_T$ : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione topografica (par.3.2.3.2.1 Norme Tecniche per le Costruzioni).

In virtù di quanto sopra esposto si ricava il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g = 0.263$$

dove  $\beta_m$  viene risulta cautelativamente assunto pari ad 1.

Il coefficiente sismico verticale risulta invece:

$$k_v = 0.5 k_h = 0.132$$

Nel caso di sisma orizzontale si considera, oltre alle componenti inerziali, l'incremento di spinta del terreno  $\Delta P_{AE}$  dovuta al sisma. Per tenere conto di questo contributo si utilizza il metodo proposto da Mononobe e Okabe in cui la risultante delle pressioni risulta pari a:

$$\Delta P_{AE} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_h) \cdot K_{AE}$$

### 9.1.6 CdC 6: Azioni inerziali delle masse strutturali

In questa combinazione di carico si considerano le azioni dovute alle inerzie delle componenti strutturali, utilizzando il coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  ricavato in precedenza.

	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 17 di 58
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

### 9.1.7 CdC 7: Carichi mobili stradali sulla soletta di fondazione

Si considera, in questa combinazione, lo schema di carico 1, costituito da carichi concentrati su due assi di entità pari a 150kN e da un carico uniformemente distribuito di 9kN/m<sup>2</sup>.

## 9.2 Combinazioni di riferimento

Si procede alla combinazione delle Condizioni Di Carico illustrate in precedenza ai fini di massimizzare le sollecitazioni della struttura di fondazione.

Per ricavare le sollecitazioni di calcolo sono state considerate le 3 combinazioni di carico di seguito elencate:

1. Peso proprio, spinta a riposo e carichi mobili sulla soletta di fondazione;
2. Peso proprio, spinta attiva, sovraspinta dovuta ai sovraccarichi variabili e carichi mobili sulla soletta di fondazione;
3. Peso proprio, spinta attiva e sovraspinta sismica.

Per le prime due combinazioni di carico si fa riferimento alle sollecitazioni ricavate con la modellazione agli elementi finiti implementata con l'ausilio del codice di calcolo Straus7; per la terza condizione si sono condervativamente considerate le sollecitazioni flessionali desunte alla base dei piedritti, schematizzati come mensole, essendo queste le massime sollecitazioni flessionali attinenti a tutto lo sviluppo della fondazione.

Per i coefficienti impiegati nelle combinazioni si fa di seguito riferimento a quanto riportato nelle NTC 2008.

Si procede ora alla definizione delle combinazioni secondo combinazione 1 (A1) delle NT: per i coefficienti si fa riferimento alle tabella 5.1.V riportata di seguito.

APPROVATO SDR

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

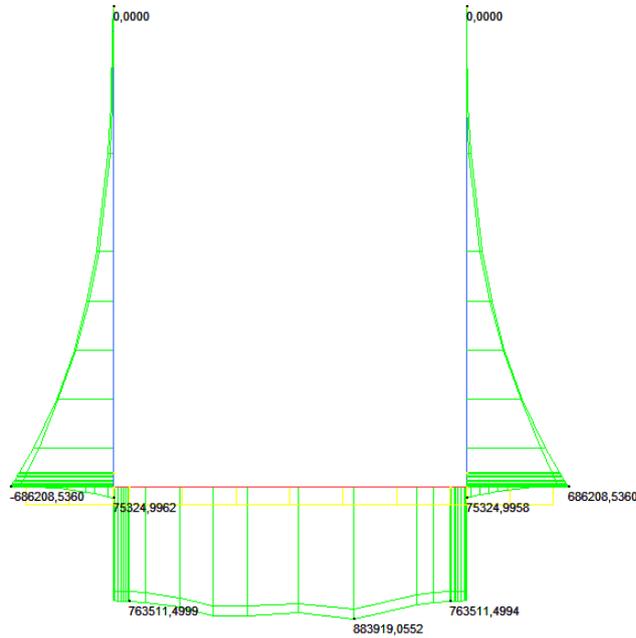
## 9.3 Sollecitazioni di riferimento

### 9.3.1 Muro con piedritti h=7m

Inviluppo SLU sollecitazioni combinazioni 1 e 2

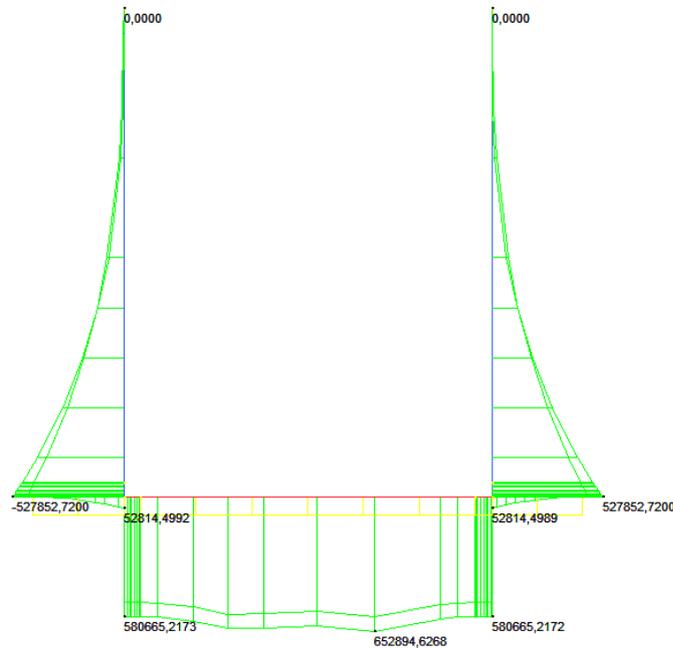
APPROVATO SDP

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-686208,5360	883919,0552
	[Bm.6]	[Bm.3]



### Inviluppo SLE-Rara sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-527852,7200	652894,6268
	[Bm.6]	[Bm.3]



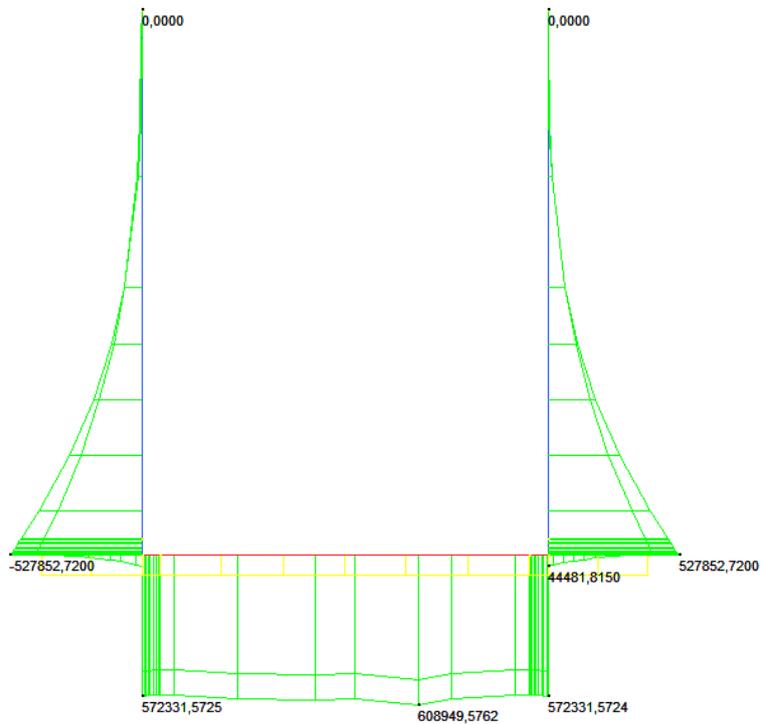
APPROVATO SDP

### Inviluppo SLU-Frequente sollecitazioni combinazioni 1 e 2

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**

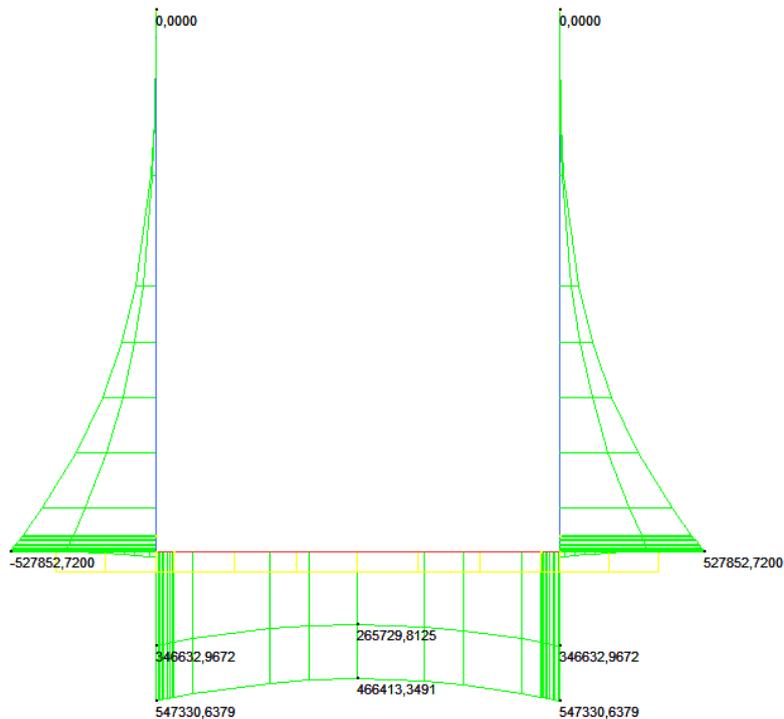


	MIN	MAX
BM2(N.m)	-527852,7200	608949,5762
	[Bm.6]	[Bm.3]



Involuppo SLU-Quasi Permanente sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-527852,7200	547330,6379
	[Bm.6]	[Bm.2]



APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



Per la combinazione di carico 3 si ottiene:

**AZIONI SISMICHE**
**INCREMENTO DI SPINTA SIMICA DEL TERRENO**

$a_g$	accelerazione di progetto	0,184	g
S	coefficiente di amplificazione sismica	1,43	
$\beta$		1	
$k_h = \beta S a_g/g$	Coefficiente di intensità sismica orizzontale	0,263	
$k_v = 0,5 * k_h$	Coefficiente di intensità sismica verticale	0,132	
$\phi'$	terreno spingente	38	°
$\delta$	angolo di attrito terreno/struttura	23	°
$\epsilon$	inclinazione terreno di monte	0	°
$\psi$	inclinazione scarpa muro	90	°
$\theta+$	angolo equivalente per azione sismica	13,09	°
$\theta-$	angolo equivalente per azione sismica	16,86	°
$K_{AE+}$	coefficiente di spinta sismica	0,372	
$K_{AE-}$	coefficiente di spinta sismica	0,440	
$(1+k_v)K_{AE+}$	coefficiente di spinta sismica	0,421	
$(1-k_v)K_{AE-}$	coefficiente di spinta sismica	0,382	
$\Delta K_{AE+}$	coefficiente di incremento spinta sismica	0,184	
$\Delta K_{AE-}$	coefficiente di incremento spinta sismica	0,144	
$\gamma$	terreno spingente	20	kN/m <sup>3</sup>
$h_c = h_e + s_f/4$	altezza di calcolo	7,225	m
$P_{AE} = 0.5 * \gamma h_c^2 \Delta K_{AE+}$	Incremento spinta sismica terreno secondo Mononobe-Okabe	95,8	kN/m
$M_{MO+} = P_{AE+} h_c/2$	Momento dovuto a $P_{wAE+}$	346,1	kNm/m
$P_{AE} = 0.5 * \gamma h_c^2 \Delta K_{AE+}$	Incremento spinta sismica terreno secondo Mononobe-Okabe	75,1	kN/m
$M_{MO+} = P_{AE+} h_c/2$	Momento dovuto a $P_{wAE+}$	271,4	kNm/m

**AZIONI DOVUTE ALLE INERZIE**

	Peso elevazione a metro	87,5	kN/m
	Peso terreno imbarcato a metro	140,0	kN/m
$k_h = S a_g/g$	Coefficiente di intensità sismica orizzontale	0,263	
$I_{elev}$	Azione orizzontale dovuta a peso elevazione	23,0	kN/m
$M_{I_{elev}} = I_{elev} \times h_c/2$	Momento dovuto a $I_{elev}$	83,2	kN/m
$I_{imb}$	Azione orizzontale dovuta a terreno imbarcato	36,8	kN/m

APPROVATO SDP

 Società di Progetto  
Brebemi SpA

$M_{l_{imb}} = l_{imb} \times h_c/2$ Momento dovuto a $l_{imb}$	133,1	kN/m
---	-------	------

#### AZIONI DOVUTE AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE

$\Psi_{02}$ Coefficiente di partecipazione sismica	0,2	
$S_{q,S} = \Psi_{02} S_q$ Spinta del sovraccarico a metro in sisma	6,9	kN/m
$M_{S_{q,S}} = \Psi_{02} M_{S_q}$ Momento dovuto a $M_{S_q}$	24,8	kNm/m

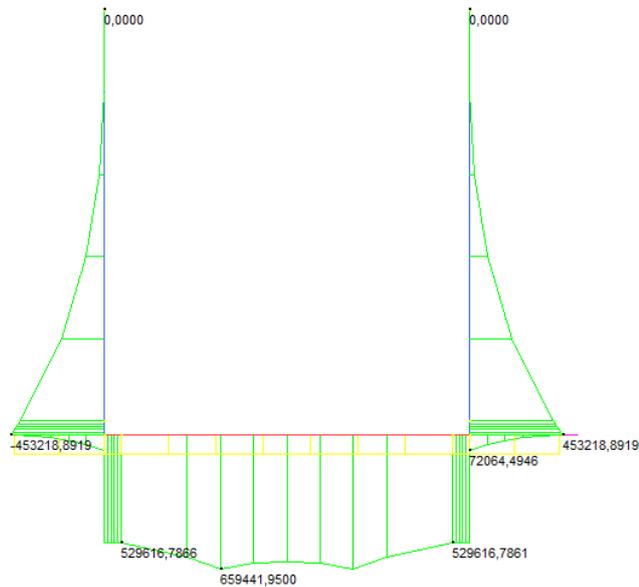
#### AZIONI SLU SISMICHE ALL' ATTACCO FONDAZIONE

$T_{incastrato\ SLU}$	<b>286,7</b>	kN/m
$M_{incastrato\ SLU}$	<b>886,2</b>	kNm/m

### 9.3.2 Muro con piedritti h=6.04m

Inviluppo SLU sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-453218,8919	659441,9500
	[Bm:6]	[Bm:3]



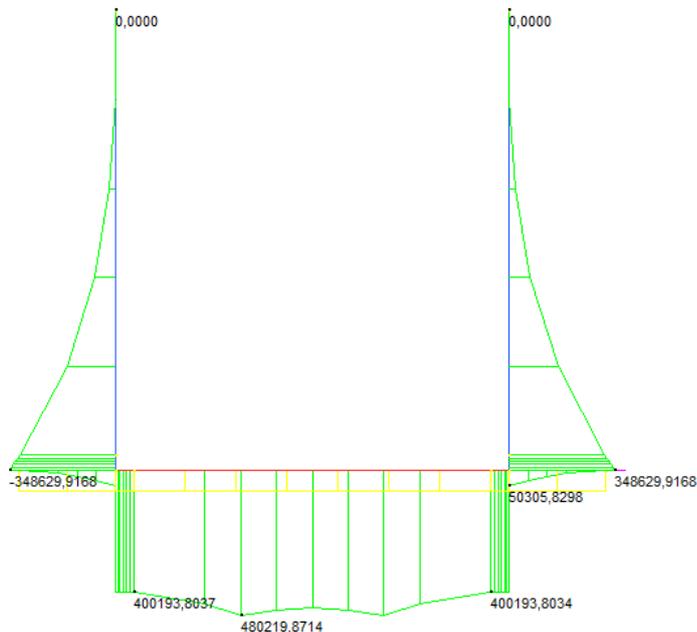
APPROVATO SDP

Inviluppo SLE-Rara sollecitazioni combinazioni 1 e 2

Società di Progetto  
Brebemi SpA

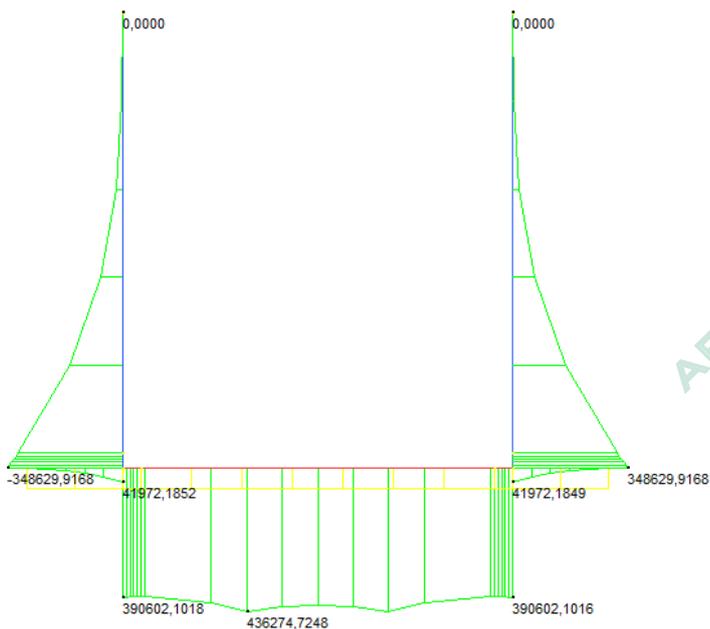


	MIN	MAX
BM2(N.m)	-348629,9168	480219,8714
	[Bm:6]	[Bm:3]



Inviluppo SLU-Frequente sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-348629,9168	436274,7248
	[Bm:6]	[Bm:3]



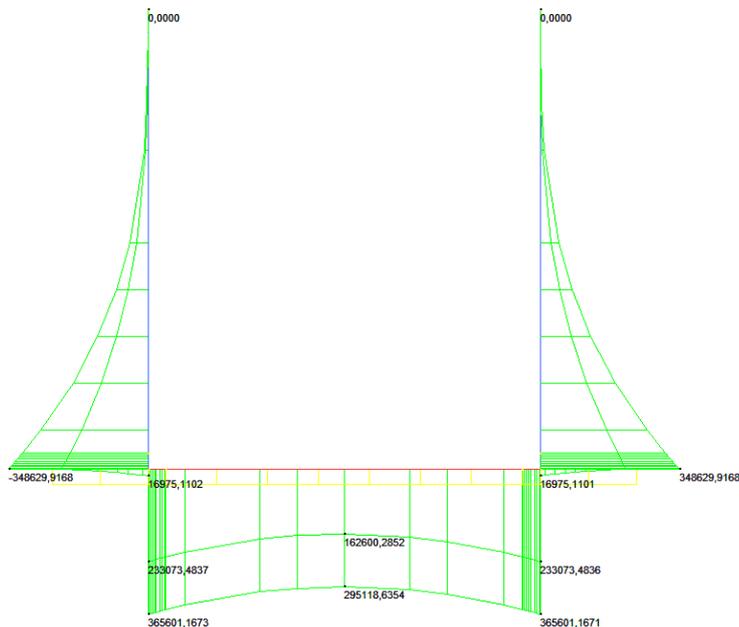
APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



Inviluppo SLU-Quasi Permanente sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-348629,9168	365601,1673
	(Bm2)	(Bm2)



Per la combinazione di carico 3 si ottiene:

AZIONI SISMICHE		
INCREMENTO DI SPINTA SIMICA DEL TERRENO		
$a_g$	accelerazione di progetto	0,184 g
S	coefficiente di amplificazione sismica	1,43
$\beta$		1
$k_h = \beta S a_g / g$	Coefficiente di intensità sismica orizzontale	0,263
$k_v = 0,5 * k_h$	Coefficiente di intensità sismica verticale	0,132
$\phi'$	terreno spingente	38 °
$\delta$	angolo di attrito terreno/struttura	23 °
$\epsilon$	inclinazione terreno di monte	0 °
$\psi$	inclinazione scarpa muro	90 °
$\theta+$	angolo equivalente per azione sismica	13,09 °
$\theta-$	angolo equivalente per azione sismica	16,86 °
$K_{AE+}$	coefficiente di spinta sismica	0,372
$K_{AE-}$	coefficiente di spinta sismica	0,440
$(1+k_v)K_{AE+}$	coefficiente di spinta sismica	0,421
$(1-k_v)K_{AE-}$	coefficiente di spinta sismica	0,382
$\Delta K_{AE+}$	coefficiente di incremento spinta sismica	0,184

$\Delta K_{AE-}$	coefficiente di incremento spinta sismica	0,144	
$\gamma$	terreno spingente	20	kN/m <sup>3</sup>
$h_c = h_e + s_f/4$	altezza di calcolo	6,265	m
$P_{AE} = 0.5 * \gamma h_c^2 \Delta K_{AE+}$	Incremento spinta sismica terreno secondo Mononobe-Okabe	72,0	kN/m
$M_{MO+} = P_{AE+} h_c/2$	Momento dovuto a $P_{wAE+}$	225,7	kNm/m
$P_{AE} = 0.5 * \gamma h_c^2 \Delta K_{AE+}$	Incremento spinta sismica terreno secondo Mononobe-Okabe	56,5	kN/m
$M_{MO+} = P_{AE+} h_c/2$	Momento dovuto a $P_{wAE+}$	177,0	kNm/m

AZIONI DOVUTE ALLE INERZIE			
	Peso elevazione a metro	75,5	kN/m
	Peso terreno imbarcato a metro	120,8	kN/m
$k_h = S a_g/g$	Coefficiente di intensità sismica orizzontale	0,263	
$I_{elev}$	Azione orizzontale dovuta a peso elevazione	19,9	kN/m
$M_{I_{elev}} = I_{elev} \times h_c/2$	Momento dovuto a $I_{elev}$	62,2	kN/m
$I_{imb}$	Azione orizzontale dovuta a terreno imbarcato	31,8	kN/m
$M_{I_{imb}} = I_{imb} \times h_c/2$	Momento dovuto a $I_{imb}$	99,6	kN/m

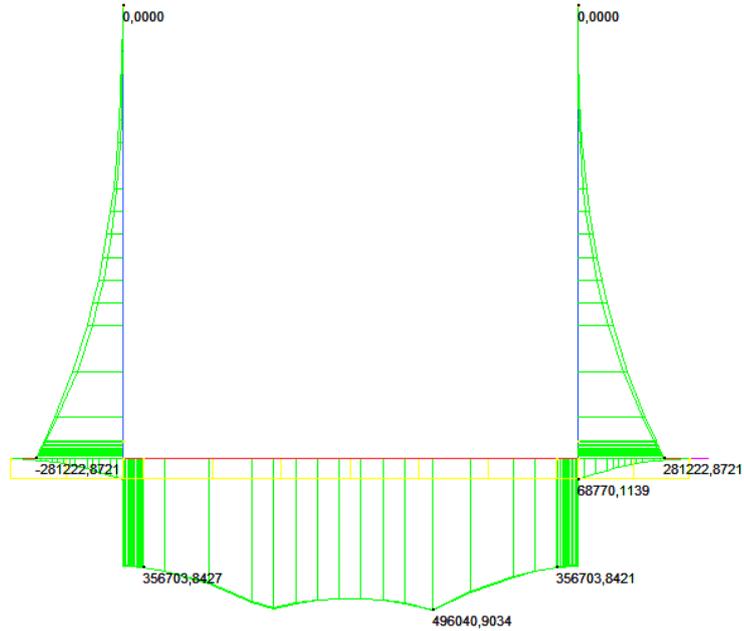
AZIONI DOVUTE AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE			
$\Psi_{02}$	Coefficiente di partecipazione sismica	0,2	
$S_{q,S} = \Psi_{02} S_q$	Spinta del sovraccarico a metro in sisma	6,0	kN/m
$M_{S_{q,S}} = \Psi_{02} M_{S_q}$	Momento dovuto a $M_{S_q}$	18,7	kNm/m

AZIONI SLU SISMICHE ALL' ATTACCO FONDAZIONE			
	$T_{incastrato} SLU$	223,0	kN/m
	$M_{incastrato} SLU$	601,1	kNm/m

### 9.3.3 Muro con piedritti h=5.07m

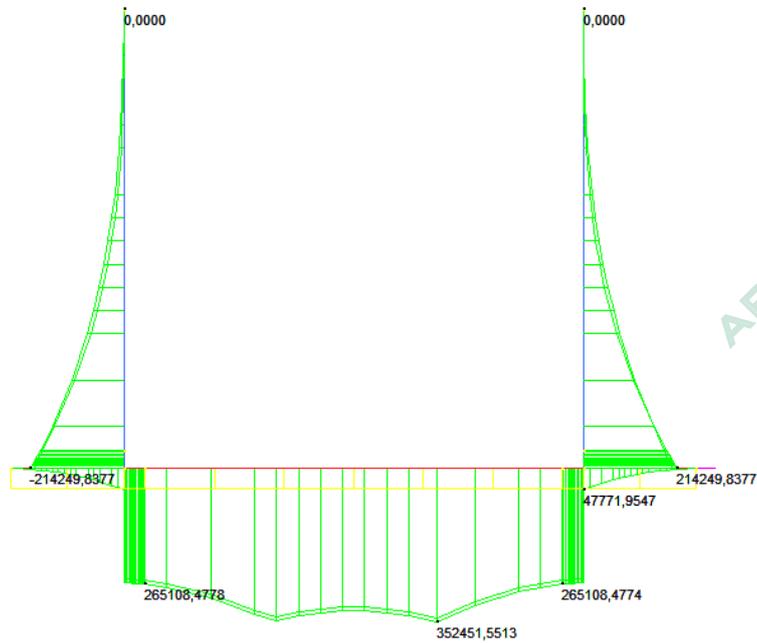
Inviluppato SLU sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-281222,8721	496040,9034
	[Bm.6]	[Bm.3]



Inviluppo SLE-Rara sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-214249,8377	352451,5513
	[Bm.6]	[Bm.3]

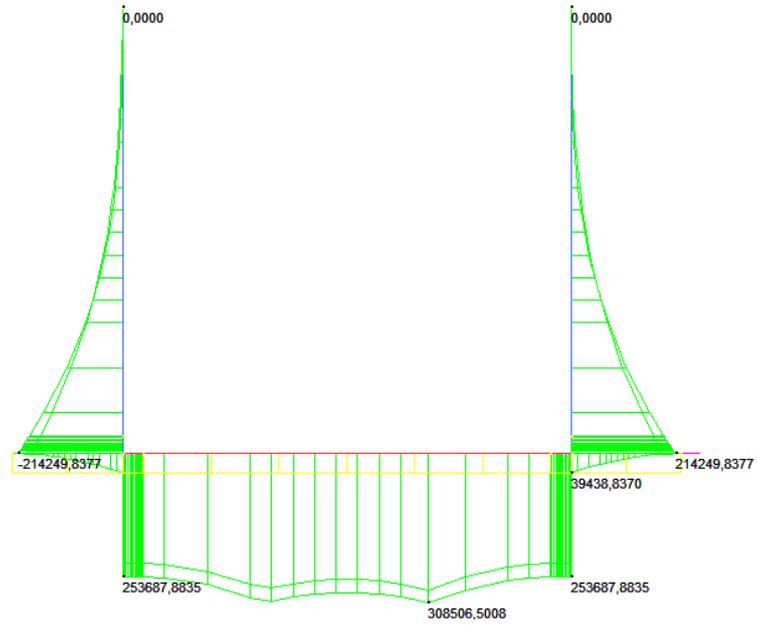


APPROVATO SDP

Inviluppo SLU-Frequente sollecitazioni combinazioni 1 e 2

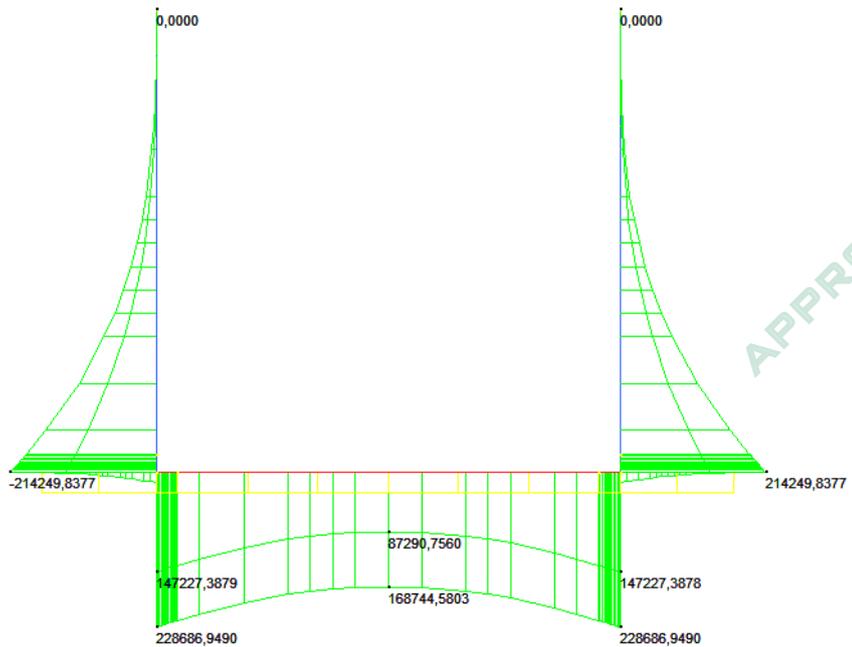
Società di Progetto  
Brebemi SpA

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-214249,8377	308506,5008
	[Bm.6]	[Bm.3]



Inviluppo SLU-Quasi Permanente sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-214249,8377	228686,9490
	[Bm.6]	[Bm.2]



APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



Per la combinazione di carico 3 si ottiene:

**AZIONI SISMICHE**
**INCREMENTO DI SPINTA SIMICA DEL TERRENO**

$a_g$	accelerazione di progetto	0,184	g
S	coefficiente di amplificazione sismica	1,43	
$\beta$		1	
$k_h = \beta S a_g/g$	Coefficiente di intensità sismica orizzontale	0,263	
$k_v = 0,5 * k_h$	Coefficiente di intensità sismica verticale	0,132	
$\phi'$	terreno spingente	38	°
$\delta$	angolo di attrito terreno/struttura	23	°
$\epsilon$	inclinazione terreno di monte	0	°
$\psi$	inclinazione scarpa muro	90	°
$\theta+$	angolo equivalente per azione sismica	13,09	°
$\theta-$	angolo equivalente per azione sismica	16,86	°
$K_{AE+}$	coefficiente di spinta sismica	0,372	
$K_{AE-}$	coefficiente di spinta sismica	0,440	
$(1+k_v)K_{AE+}$	coefficiente di spinta sismica	0,421	
$(1-k_v)K_{AE-}$	coefficiente di spinta sismica	0,382	
$\Delta K_{AE+}$	coefficiente di incremento spinta sismica	0,184	
$\Delta K_{AE-}$	coefficiente di incremento spinta sismica	0,144	
$\gamma$	terreno spingente	20	kN/m <sup>3</sup>
$h_c = h_e + s_f/4$	altezza di calcolo	5,295	m
$P_{AE} = 0.5 * \gamma h_c^2 \Delta K_{AE+}$	Incremento spinta sismica terreno secondo Mononobe-Okabe	51,5	kN/m
$M_{MO+} = P_{AE+} h_c/2$	Momento dovuto a $P_{wAE+}$	136,2	kNm/m
$P_{AE} = 0.5 * \gamma h_c^2 \Delta K_{AE+}$	Incremento spinta sismica terreno secondo Mononobe-Okabe	40,4	kN/m
$M_{MO+} = P_{AE+} h_c/2$	Momento dovuto a $P_{wAE+}$	106,8	kNm/m

**AZIONI DOVUTE ALLE INERZIE**

	Peso elevazione a metro	63,4	kN/m
	Peso terreno imbarcato a metro	101,4	kN/m
$k_h = S a_g/g$	Coefficiente di intensità sismica orizzontale	0,263	
$I_{elev}$	Azione orizzontale dovuta a peso elevazione	16,7	kN/m
$M_{I_{elev}} = I_{elev} \times h_c/2$	Momento dovuto a $I_{elev}$	44,1	kN/m
$I_{imb}$	Azione orizzontale dovuta a terreno imbarcato	26,7	kN/m

$M_{l_{imb}} = l_{imb} \times h_c/2$ Momento dovuto a $l_{imb}$	70,6	kN/m
---	------	------

#### AZIONI DOVUTE AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE

$\Psi_{02}$ Coefficiente di partecipazione sismica	0,2	
$S_{q_s} = \Psi_{02} S_q$ Spinta del sovraccarico a metro in sisma	5,0	kN/m
$M_{S_{q_s}} = \Psi_{02} M_{S_q}$ Momento dovuto a $M_{S_q}$	13,3	kNm/m

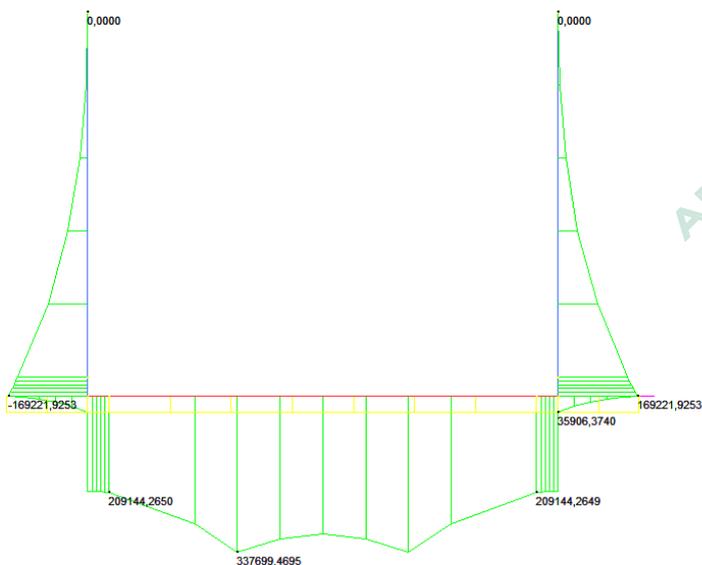
#### AZIONI SLU SISMICHE ALL' ATTACCO FONDAZIONE

$T_{incastro\ SLU}$	<b>166,5</b>	kN/m
$M_{incastro\ SLU}$	<b>382,1</b>	kNm/m

### 9.3.4 Muro con piedritti h=4.14m

Inviluppo SLU sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-169221,9253	337699,4695
[Bm.6]	[Bm.6]	[Bm.3]



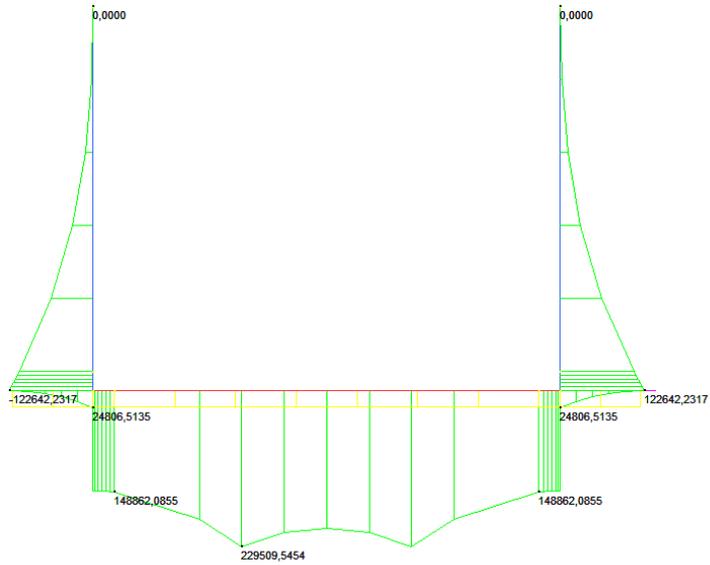
APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



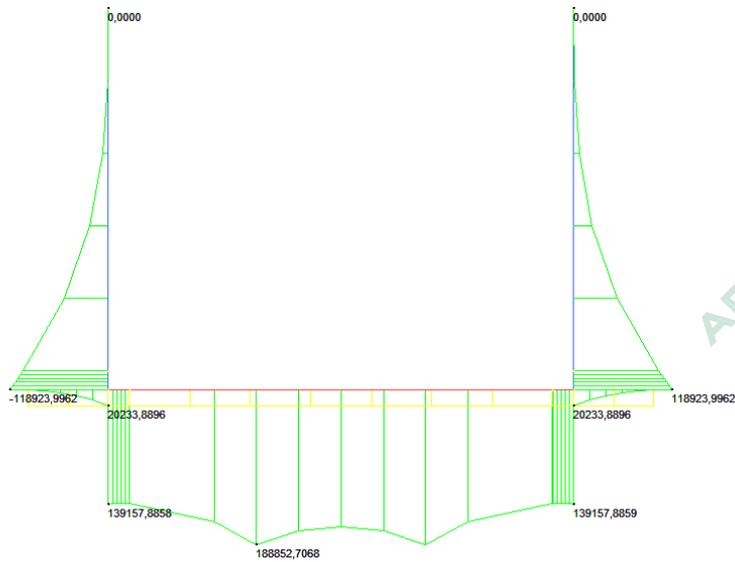
Inviluppo SLE-Rara sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-122642,2317	229509,5454
	[Bm.6]	[Bm.3]



Inviluppo SLU-Frequente sollecitazioni combinazioni 1 e 2

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-118923,9962	188852,7068
	[Bm.6]	[Bm.3]



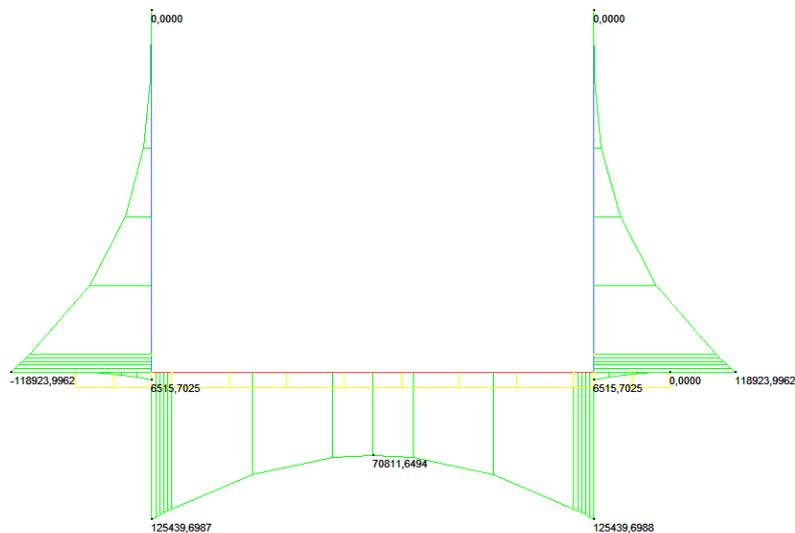
APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



Inviluppo SLU-Quasi Permanente sollecitazioni combinazioni 1 e 2

MIN	MAX
BM2(N.m) -118923,9962	125439,6988
[Bm.5]	[Bm.4]



Per la combinazione di carico 3 si ottiene:

AZIONI SISMICHE		
INCREMENTO DI SPINTA SIMICA DEL TERRENO		
$a_g$	accelerazione di progetto	0,184 g
$S$	coefficiente di amplificazione sismica	1,43
$\beta$		1
$k_h = \beta S a_g / g$	Coefficiente di intensità sismica orizzontale	0,263
$k_v = 0,5 * k_h$	Coefficiente di intensità sismica verticale	0,132
$\phi'$	terreno spingente	38 °
$\delta$	angolo di attrito terreno/struttura	23 °
$\epsilon$	inclinazione terreno di monte	0 °
$\psi$	inclinazione scarpa muro	90 °
$\theta+$	angolo equivalente per azione sismica	13,09 °
$\theta-$	angolo equivalente per azione sismica	16,86 °
$K_{AE+}$	coefficiente di spinta sismica	0,372
$K_{AE-}$	coefficiente di spinta sismica	0,440
$(1+k_v)K_{AE+}$	coefficiente di spinta sismica	0,421
$(1-k_v)K_{AE-}$	coefficiente di spinta sismica	0,382
$\Delta K_{AE+}$	coefficiente di incremento spinta sismica	0,184
$\Delta K_{AE-}$	coefficiente di incremento spinta sismica	0,144

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



$\gamma$	terreno spingente	20	kN/m <sup>3</sup>
$h_c = h_e + s_f/4$	altezza di calcolo	4,315	m
$P_{AE} = 0.5 * \gamma h_c^2 \Delta K_{AE+}$	Incremento spinta sismica terreno secondo Mononobe-Okabe	34,2	kN/m
$M_{MO+} = P_{AE+} h_c/2$	Momento dovuto a $P_{wAE+}$	73,7	kNm/m
$P_{AE} = 0.5 * \gamma h_c^2 \Delta K_{AE+}$	Incremento spinta sismica terreno secondo Mononobe-Okabe	26,8	kN/m
$M_{MO+} = P_{AE+} h_c/2$	Momento dovuto a $P_{wAE+}$	57,8	kNm/m

**AZIONI DOVUTE ALLE INERZIE**

Peso elevazione a metro		51,8	kN/m
Peso terreno imbarcato a metro		82,8	kN/m
$k_h = S a_g/g$	Coefficiente di intensità sismica orizzontale	0,263	
$I_{elev}$	Azione orizzontale dovuta a peso elevazione	13,6	kN/m
$M_{I_{elev}} = I_{elev} \times h_c/2$	Momento dovuto a $I_{elev}$	29,4	kN/m
$I_{imb}$	Azione orizzontale dovuta a terreno imbarcato	21,8	kN/m
$M_{I_{imb}} = I_{imb} \times h_c/2$	Momento dovuto a $I_{imb}$	47,0	kN/m

**AZIONI DOVUTE AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE**

$\Psi_{02}$	Coefficiente di partecipazione sismica	0,2	
$S_{q_s} = \Psi_{02} S_q$	Spinta del sovraccarico a metro in sisma	4,1	kN/m
$M_{S_{q_s}} = \Psi_{02} M_{S_q}$	Momento dovuto a $M_{S_q}$	8,9	kNm/m

**AZIONI SLU SISMICHE ALL' ATTACCO FONDAZIONE**

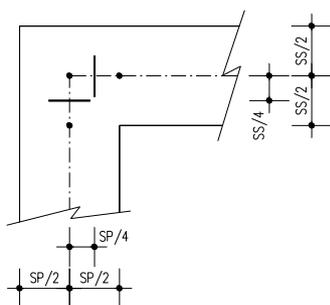
$T_{incastrato}$ SLU		<b>118,0</b>	kN/m
$M_{incastrato}$ SLU		<b>222,7</b>	kNm/m

## 10. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

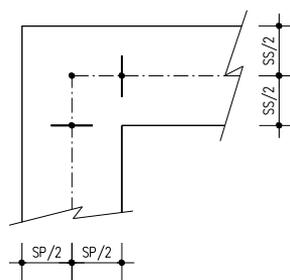
Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta.

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



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

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

Le verifiche sono condotte agli Stati Limite Ultimi ed agli Stati Limite di Esercizio di seguito riportati.

Agli Stati Limite Ultimi:

- Resistenza a flessione (paragrafo 4.1.2.1.2 NTC);
- Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (paragrafo 4.1.2.1.3 NTC).

Agli Stati Limite di Esercizio:

- Verifica di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4);
- Verifica delle tensioni in esercizio (paragrafo 4.1.2.2.5).

### 10.1 Criteri di verifica

#### 10.1.1 Resistenza a sforzo normale e flessione

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

- Conservazione delle sezioni piane,
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla,
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione,
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Società di Progetto  
Brebem SpA

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione "parabola-rettangolo" per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 34 di 58
--	----------------------------	---	-------------	--------------------

La verifica di resistenza si conduce confrontando  $M_{Rd}(N_{Ed})$  con  $M_{Ed}$  come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed},$$

dove:

- $M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ,  
 $N_{Ed}$  è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,  
 $M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

### 10.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NT).

#### Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

- $V_{Rd}$  è il valore di calcolo della resistenza a taglio,  
 $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$u_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- $d$  è l'altezza utile della sezione (in mm),  
 $\rho_1$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ ),  
 $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{ck}$ ),  
 $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

#### Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione  $\vartheta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 35 di 58
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

$V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \operatorname{ctg}\vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \operatorname{ctg}\vartheta (1 + \operatorname{ctg}^2\vartheta).$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}),$$

dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione,

$\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{ck}$ ),

$b_w$  è la larghezza minima della sezione,

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale,

$s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,

$\alpha_c$  è il coefficiente maggiorativo funzione di  $\sigma_{cp}$ .

### 10.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

a) Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

b) Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con  $f_{ctm}$  definito definito nel paragrafo 11.2.10.2 delle NT;

c) Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm},$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm},$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65332-SOAX2-A00	04RCEI11S0AX2000000200	A00	36 di 58

Le combinazioni di riferimento sono:

- le combinazioni Quasi Permanenti,
- le combinazioni Frequenti.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

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

Perquanto concerne la sensibilità delle armature, trattandosi di armature di acciaio ordinario queste si considerano poco sensibili.

La scelta dei limiti di fessurazione si esegue sulla base di quanto riportato nella tabella seguente:

**Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

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	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_3$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo  $w_d$  è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione (“a” nell’elenco precedente) e di formazione delle fessure (“b”), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura  $w_d$  non deve superare i valori nominali  $w_1, w_2, w_3$  secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

dove:

$w_m$  rappresenta l’ampiezza media delle fessure.

L’ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}.$$

Per i valori di  $\epsilon_{sm}$  ed  $\Delta_{sm}$  si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Società di Progetto  
Brebemi SpA



Nella Circolare Applicativa del 2009, si fa riferimento al seguente calcolo per  $w_d$ :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

dove:

$\Delta_{smax}$  rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre,  $\epsilon_{sm}$ , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = 1/E_s [ \sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) ] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

$\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

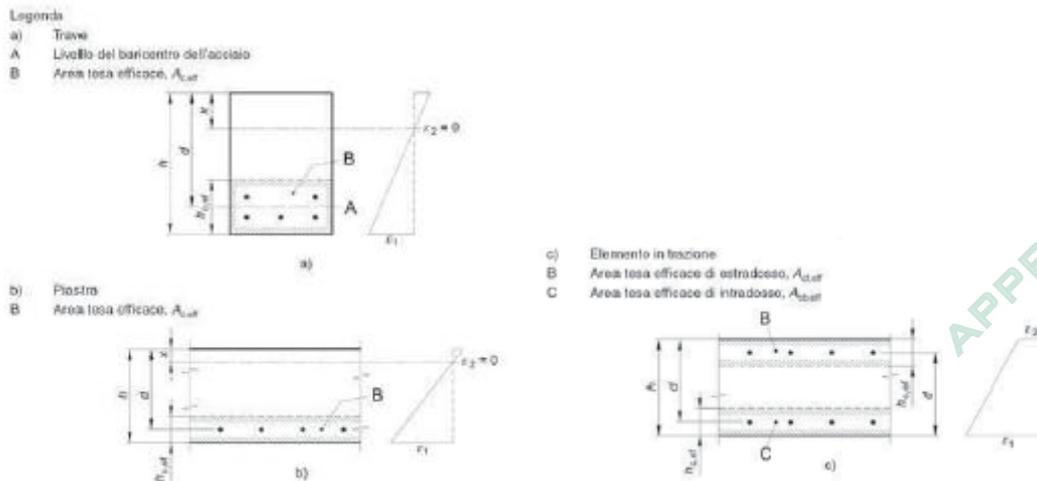
$\alpha_e$  è il rapporto  $E_s/E_{cm}$ ,

$\rho_{eff}$  è pari ad  $A_s/A_{c,eff}$ ,

$A_{c,eff}$  è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza  $h_{c,ef}$ , dove  $h_{c,ef}$  è il valore minore tra  $2.5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  ed  $h/2$  (come indicato in figura seguente).

Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,

$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico.



**Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.**

Per quanto concerne la distanza massima  $\Delta_{smax}$ , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a  $5(c + \phi/2)$ , essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi/\rho_{eff},$$

dove:

$\phi$  è il diametro delle barre.

Se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente  $\phi_{eq}$ .

	Doc. N. 65332-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11S0AX2000000200	REV. A00	FOGLIO 38 di 58
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

- c è il ricoprimento delle barre di armatura,  
 $k_1$  è funzione dell'aderenza delle armature,  
 $k_2$  è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,  
 $k_3$  assume il valore fisso di 3.4,  
 $k_4$  assume il valore fisso di 0.425.

#### 10.1.4 Verifiche delle tensioni in esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$  deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara),}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima per l'acciaio  $\sigma_s$  deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

APPROVATO SDP

## 11. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI DEI MURI AD U

### 11.1 Muro ad U 6.04<h<7.00m

Si considera una sezione:

Larghezza $b$ (cm)	250.00
Altezza $h$ (cm)	90.00
Armatura Compressa ( $cm^2$ )	20 $\Phi$ 16
	40,21
Armatura Tesa ( $cm^2$ )	20 $\Phi$ 24
	90,48

Riepilogo sollecitazioni:

	al metro	per 2.50m di sviluppo
$M_{max}$	886.20 kNm	2216.00 kNm
$T_{max}$	286.70 kN	717.00 kN
$M_{max}$ SLE-Rara	653.00 kNm	1633.00 kNm
$M_{max}$ SLE-Frequente	609.00 kNm	1523.00 kNm
$M_{max}$ SLE-QuasiPermanente	533.00 kNm	1333.00 kNm

### Verifica a flessione

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	250	90	1	32,17	4,8
			2	90,48	84,8

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

Sollecitazioni: S.L.U.    Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0    0 kN  
M<sub>xEd</sub> 2216    1523 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0    0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:  
 Retta     Deviate

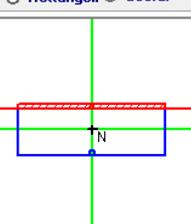
N° rett. 100  
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C    C28/35

$E_{su}$  67,5 %     $E_{c2}$  2 %  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>     $E_{cu}$  3,5  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>     $f_{cd}$  15,07  
 $E_s/E_c$  15     $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 [?]  
 $E_{syd}$  1,957 %     $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>     $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

M<sub>xRd</sub> 2.869 kN m  
 $\sigma_c$  -15,07 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3,5 %  
 $\epsilon_s$  32,99 %  
d 84,8 cm  
x 8,133    x/d 0,09591  
 $\delta$  0,7



APPROVATO SDP

### Verifica a taglio

$V_{sdu}$	717	kN
$M_{sdu}$	-	kNm

Società di Progetto  
Brebemi SpA



$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	28	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$bw$	250	cm
$d$	84,80	cm
$Asl$	90,48	cm <sup>2</sup>
$c$	5,20	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
$Asw$	0	cm <sup>2</sup>
passo staffe	0	cm
$f_{cd}$	15,867	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd,0,05}$	1,240	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,0000	N/mm <sup>2</sup>
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	864,085	kN

### Verifica delle tensioni di esercizio

**TITOLO:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari:  Zoom  N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	90	1	32,17	4,8
			2	90,48	84,8

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n   
 $N_{Ed}$   kN  
 $M_{xEd}$   kNm  
 $M_{yEd}$   kNm

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

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

**Materiali:**  
 B450C  C28/35  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$   N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{c1}$   N/mm<sup>2</sup>

**Verifica:**  
 $\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$   ‰  
 $d$   cm  
 $x$    $x/d$    
 $\delta$    
 Precompresso

N° iterazioni:

APPROVATO SDP





Copriferro baricentrico acciaio teso	$c_b =$	5,20	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	90,48	cm <sup>2</sup>
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4,0	cm
Diametro massimo barre tese	$F =$	2,4	cm
Diametro medio equivalente	$F_m =$	2,4	cm
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Tensione media barre (l'intera area in A)	$s_{sm} =$	191,00	N/mm <sup>2</sup>
Asse neutro	$x =$	24,16	cm
Altezza utile	$d =$	84,80	cm
Deformazione lembo inferiore	$e_1 =$	9,88E-04	
Deformazione lembo superiore	$e_2 =$	0,00	
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>			
Distanza media barre	$s =$	10,0	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	250,0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	13,0	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3250,0	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	90,48	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	$D_{smax} =$	28,26	cm
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0,4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0,8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0,425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	$e_{sm} =$	6,86E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	$w_k =$	<b>0,194</b>	<b>mm</b>

APPROVATO SDP

## 11.2 Muro ad U 5.07<h<6.04m

Si considera una sezione:

Larghezza $b$ (cm)	250.00
Altezza $h$ (cm)	90.00
Armatura Compresa (cm <sup>2</sup> )	16Φ16
	32,17
Armatura Tesa (cm <sup>2</sup> )	16Φ22
	60,82

Riepilogo sollecitazioni:

	al metro	per 2.50m di sviluppo
$M_{max}$	659 kNm	1648 kNm
$T_{max}$	223 kN	558 kN
$M_{max}$ SLE-Rara	480 kNm	1200 kNm
$M_{max}$ SLE-Frequente	436 kNm	1090 kNm
$M_{max}$ SLE-QuasiPermanente	353 kNm	883 kNm

### Verifica a flessione

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	90	1	32,17	4,8
			2	60,82	85

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 1648 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 1.953 kNm

**Materiali**  
B450C C28/35

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  15,87 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

$\sigma_c$  -15,87 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  46,14 ‰  
d 85 cm  
x 5,993 x/d 0,07051  
 $\delta$  0,7

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

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

### Verifica a taglio

$V_{sdu}$	558	kN
$M_{sdu}$	-	kNm
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	28	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
bw	250	cm
d	84,90	cm
Asl	60,82	cm <sup>2</sup>
c	5,10	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$\theta$	21,80	gradi
ctg $\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	n0 =	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	ninf =	19	
Classe cls	f <sub>ck</sub> =	28	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	E <sub>s</sub> =	2,10E+05	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico cls t=0	E <sub>cm0</sub> =	3,23E+04	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico cls t=inf	E <sub>cm-inf</sub> =	1,08E+04	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza	h=	90	cm
Larghezza	B =	250	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	5,10	cm
Area acciaio teso	A <sub>s</sub> =	60,82	cm <sup>2</sup>
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4,0	cm
Diametro massimo barre tese	F =	2,2	cm
Diametro medio equivalente	Fm =	2,2	cm
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Tensione media barre (l'intera area in A)	s <sub>sm</sub> =	228,40	N/mm <sup>2</sup>
Asse neutro	x=	20,31	cm
Altezza utile	d=	84,90	cm
Deformazione lembo inferiore	e <sub>1</sub> =	1,17E-03	
Deformazione lembo superiore	e <sub>2</sub> =	0,00	
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>			
Distanza media barre	s =	15,0	cm
Coefficiente k <sub>2</sub>	k <sub>2</sub> =	0,50	
Coefficiente k <sub>3</sub>	k <sub>3</sub> =	3,400	
Larghezza efficace	b <sub>eff</sub> =	250,0	cm
Altezza efficace	hc <sub>,eff</sub> =	12,8	cm
Area efficace	A <sub>ceff</sub> =	3187,5	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in A <sub>ceff</sub>	A <sub>s</sub> =	60,82	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	Dsmax =	33,20	cm
Coefficiente kt	kt=	0,4	
Coefficiente k <sub>1</sub>	k <sub>1</sub> =	0,8	
Coefficiente k <sub>4</sub>	k <sub>4</sub> =	0,425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	e <sub>sm</sub> =	7,77E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	w <sub>k</sub> =	<b>0,258</b>	<b>mm</b>

APPROVATO SDP

### Verifica a fessurazione – SLE Quasi Permanente

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	90	1	32,17	4,8
			2	60,82	85

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolari  
 Rettangoli  Coord.

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

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

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

**Materiali**  
 B450C  C28/35

$E_{su}$ 67,5 ‰	$E_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_c$ -3,871 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$E_{cu}$ 3,5 ‰	$\sigma_s$ 185 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 15,87	$\epsilon_s$ 0,925 ‰
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8	$d$ 85 cm
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11	$x$ 20,31 $x/d$ 0,2389
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6667	$\delta$ 0,7386
	$\tau_{c1}$ 1,971	

**Verifica** N° iterazioni:

Precompresso

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	n0 =	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	ninf =	19	
Classe cls	$f_{ck}$ =	28	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	$E_s$ =	2,10E+05	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico cls t=0	$E_{cm0}$ =	3,23E+04	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico cls t=inf	$E_{cm-inf}$ =	1,08E+04	N/mm <sup>2</sup>
Caratteristiche della sezione			
Altezza	h =	90	cm
Larghezza	B =	250	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	5,10	cm
Area acciaio teso	$A_s$ =	60,82	cm <sup>2</sup>
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4,0	cm
Diametro massimo barre tese	F =	2,2	cm
Diametro medio equivalente	Fm =	2,2	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Tensione media barre (l'intera area in A)	$s_{sm}$ =	185,00	N/mm <sup>2</sup>
Asse neutro	x =	20,31	cm
Altezza utile	d =	84,90	cm
Deformazione lembo inferiore	$e_1$ =	9,51E-04	
Deformazione lembo superiore	$e_2$ =	0,00	
Distanza media fra due fessure attigue			

APPROVATO SDP

Distanza media barre	$s =$	10,0	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	250,0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	12,8	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3187,5	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	60,82	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	$D_{smax} =$	33,20	cm
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0,4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0,8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0,425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	$e_{sm} =$	5,71E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	<b><math>w_k =</math></b>	<b>0,189</b>	<b>mm</b>

### 11.3 Muro ad U 2.18<h<5.07m

Si considera una sezione:

Larghezza $b$ (cm)	250.00
Altezza $h$ (cm)	90.00
Armatura Compresa (cm <sup>2</sup> )	16Φ16
	32,17
Armatura Tesa (cm <sup>2</sup> )	16Φ18
	40,72

Riepilogo sollecitazioni:

	al metro	per 2.50m di sviluppo
$M_{max}$	496 kNm	1240 kNm
$T_{max}$	167 kN	418 kN
$M_{max}$ SLE-Rara	352 kNm	880 kNm
$M_{max}$ SLE-Frequente	309 kNm	773 kNm
$M_{max}$ SLE-QuasiPermanente	218 kNm	545 kNm

APPROVATO SDP



### Verifica delle tensioni di esercizio

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom  N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	32,17	4,8
2	40,72	85,1

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N Ed  kN  
 M xEd  kNm  
 M yEd

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

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

Materiali  
 B450C  C28/35  
 $E_{su}$   ‰  $E_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $E_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ‰  
 $E_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 z

Verifica  
 N° iterazioni:

Precompresso

### Verifica a fessurazione – SLE Frequente

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom  N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	32,17	4,8
2	40,72	85,1

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N Ed  kN  
 M xEd  kNm  
 M yEd

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

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

Materiali  
 B450C  C28/35  
 $E_{su}$   ‰  $E_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $E_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ‰  
 $E_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

Verifica  
 N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	n0 =	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	ninf =	19	
Classe cls	$f_{ck}$ =	28	N/mm²
Modulo elastico acciaio	$E_s$ =	2,10E+05	N/mm²
Modulo elastico cls t=0	$E_{cm0}$ =	3,23E+04	N/mm²
Modulo elastico cls t=inf	$E_{cm-inf}$ =	1,08E+04	N/mm²
Caratteristiche della sezione			

Altezza	$h =$	90	cm
Larghezza	$B =$	250	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	4,90	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	40,72	cm <sup>2</sup>
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4,0	cm
Diametro massimo barre tese	$F =$	1,8	cm
Diametro medio equivalente	$F_m =$	1,8	cm
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Tensione media barre (l'intera area in A)	$s_{sm} =$	238,60	N/mm <sup>2</sup>
Asse neutro	$x =$	16,92	cm
Altezza utile	$d =$	85,10	cm
Deformazione lembo inferiore	$e_1 =$	1,22E-03	
Deformazione lembo superiore	$e_2 =$	0,00	
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>			
Distanza media barre	$s =$	15,0	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	250,0	cm
Altezza efficace	$hc_{,eff} =$	12,3	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3062,5	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	40,72	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	$D_{smax} =$	36,62	cm
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0,4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0,8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0,425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	$e_{sm} =$	7,06E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	$w_k =$	<b>0,258</b>	<b>mm</b>

APPROVATO SDP

**Verifica a fessurazione – SLE Quasi Permanenti**

Titolo : \_\_\_\_\_  
 N° figure elementari  Zoom    N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	90	1	32,17	4,8
			2	40,72	85,1

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.    Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>Ed</sub>	1240	545	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

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

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

Materiali  
 B450C     C28/35

$E_{su}$	67,5	%	$E_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	391,3	N/mm <sup>2</sup>	$E_{cu}$	3,5	
$E_s$	200.000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	15,87	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0,8	?
$E_{syd}$	1,957	%	$\sigma_{c,adm}$	11	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6667	
			$\tau_{c1}$	1,971	

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x     x/d   
 $\delta$

Verifica  
 N° iterazioni:

Precompresso

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	n0 =	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	ninf =	19	
Classe cls	$f_{ck}$ =	28	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	$E_s$ =	2,10E+05	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico cls t=0	$E_{cm0}$ =	3,23E+04	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico cls t=inf	$E_{cm-inf}$ =	1,08E+04	N/mm <sup>2</sup>
Caratteristiche della sezione			
Altezza	h =	90	cm
Larghezza	B =	250	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	4,90	cm
Area acciaio teso	$A_s$ =	40,72	cm <sup>2</sup>
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4,0	cm
Diametro massimo barre tese	F =	1,8	cm
Diametro medio equivalente	Fm =	1,8	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Tensione media barre (l'intera area in A)	$s_{sm}$ =	168,20	N/mm <sup>2</sup>
Asse neutro	x =	16,92	cm
Altezza utile	d =	85,10	cm
Deformazione lembo inferiore	$e_1$ =	8,59E-04	
Deformazione lembo superiore	$e_2$ =	0,00	
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>			

APPROVATO SDP

Distanza media barre	$s =$	10,0	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	250,0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	12,3	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3062,5	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	40,72	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	$D_{smax} =$	36,62	cm
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0,4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0,8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0,425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	$e_{sm} =$	4,81E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	<b><math>w_k =</math></b>	<b>0,176</b>	<b>mm</b>

#### 11.4 Muro ad U h=4.14m

Si considera una sezione:

Larghezza $b$ (cm)	250.00
Altezza $h$ (cm)	70.00
Armatura Compresa (cm <sup>2</sup> )	16Φ16
	32,17
Armatura Tesa (cm <sup>2</sup> )	16Φ18
	40,72

Riepilogo sollecitazioni:

	al metro	per 2.50m di sviluppo
$M_{max}$	338 kNm	845 kNm
$T_{max}$	145 kN	363 kN
$M_{max}$ SLE-Rara	229 kNm	573 kNm
$M_{max}$ SLE-Frequente	189 kNm	473 kNm
$M_{max}$ SLE-QuasiPermanente	116 kNm	290 kNm

APPROVATO SDP

## Verifica a flessione

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	70	1	32,17	4,8
			2	40,72	65,1

Sollecitazioni: S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm      M<sub>yEd</sub>  kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:  Retta     Deviate

N° rett.

Calcola MRD    Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm    Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C    C28/35

E<sub>su</sub>  ‰    E<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm²    E<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm²    f<sub>cd</sub>  N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>     f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
E<sub>syd</sub>  ‰    σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm²    τ<sub>co</sub>  N/mm²  
τ<sub>c1</sub>  N/mm²

M<sub>xRd</sub>  kNm  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x     x/d   
δ

## Verifica a taglio

V <sub>sdu</sub>	363	kN
M <sub>sdu</sub>	-	kNm
N <sub>sdu</sub>	0	kN
R <sub>ck</sub>	35	N/mm²
f <sub>ck</sub>	28	N/mm²
γ <sub>c</sub>	1,5	
f <sub>yk</sub>	450	N/mm²
bw	250	cm
d	65,10	cm
Asl	40,72	cm²
c	4,90	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
ctgθ	2,50	
θ imposto	21,80	gradi
Asw	0	cm²
passo staffe	0	cm
f <sub>cd</sub>	15,867	N/mm²
f <sub>ctd0,05</sub>	1,240	N/mm²
f <sub>yd</sub>	391,304	N/mm²
σ <sub>cp</sub>	0,0000	N/mm²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V <sub>Rd</sub>	580,824	kN

APPROVATO SDP

### Verifica delle tensioni di esercizio

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	70	1	32,17	4,8
			2	40,72	65,1

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

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.    Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0    0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 845    573 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0    0

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

Materiali  
 B450C     C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰     $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²     $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²     $f_{cd}$  15,87  
 $E_s/E_c$  15     $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰     $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²     $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

$\sigma_c$  -4,455 N/mm²  
 $\sigma_s$  233,5 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1,167 ‰  
 d 65,1 cm  
 $x$  14,49     $x/d$  0,2226  
 $\delta$  0,7182

Verifica    N° iterazioni: 5

Precompresso

### Verifica a fessurazione – SLE Frequente

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	70	1	32,17	4,8
			2	40,72	65,1

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

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.    Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0    0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 845    473 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0    0

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

Materiali  
 B450C     C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰     $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²     $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²     $f_{cd}$  15,87  
 $E_s/E_c$  15     $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰     $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²     $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

$\sigma_c$  -3,678 N/mm²  
 $\sigma_s$  192,7 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,9636 ‰  
 d 65,1 cm  
 $x$  14,49     $x/d$  0,2226  
 $\delta$  0,7182

Verifica    N° iterazioni: 5

Precompresso

APPROVATO SDP

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	n0 =	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	ninf =	19	
Classe cls	$f_{ck}$ =	28	N/mm²
Modulo elastico acciaio	$E_s$ =	2,10E+05	N/mm²
Modulo elastico cls t=0	$E_{cm0}$ =	3,23E+04	N/mm²
Modulo elastico cls t=inf	$E_{cm-inf}$ =	1,08E+04	N/mm²
Caratteristiche della sezione			

Altezza	$h =$	70	cm
Larghezza	$B =$	250	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	4,90	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	40,72	cm <sup>2</sup>
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4,0	cm
Diametro massimo barre tese	$F =$	1,8	cm
Diametro medio equivalente	$F_m =$	1,8	cm
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Tensione media barre (l'intera area in A)	$s_{sm} =$	192,70	N/mm <sup>2</sup>
Asse neutro	$x =$	14,49	cm
Altezza utile	$d =$	65,10	cm
Deformazione lembo inferiore	$e_1 =$	1,01E-03	
Deformazione lembo superiore	$e_2 =$	0,00	
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>			
Distanza media barre	$s =$	15,0	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	250,0	cm
Altezza efficace	$hc_{,eff} =$	12,3	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3062,5	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	40,72	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	$D_{smax} =$	36,62	cm
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0,4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0,8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0,425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	$e_{sm} =$	5,51E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	$w_k =$	<b>0,202</b>	<b>mm</b>

APPROVATO SDP



Distanza media barre	$s =$	15,0	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	250,0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	12,3	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3062,5	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	40,72	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	$D_{smax} =$	36,62	cm
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0,4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0,8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0,425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	$e_{sm} =$	3,38E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	<b><math>w_k =</math></b>	<b>0,124</b>	<b>mm</b>

APPROVATO SDP