



Autostrada Asti-Cuneo

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO DEFINITIVO

01 - PARTE GENERALE

01.19 - Ponte bailey per piste di cantiere
Relazione di calcolo Ponte Bailey

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA MAGGIO 2021	SCALA -
A	05-2021	EMISSIONE	Ing. Rossi	Ing. Rossi	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	N. Progr.	
							01.19.04	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	D	OMN RC	001 A	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
1.1. CRITERI DI CALCOLO	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
2.1. NORMATIVE E STANDARD	7
3. MATERIALI	8
3.1. ACCIAIO	8
3.1.1. Acciaio per armatura di strutture in c.a.	8
3.1.2. Acciaio per la carpenteria metallica degli impalcati.....	9
3.1.3. Acciaio per pioli	10
3.1.4. Unioni saldate.....	10
3.1.5. Unioni bullonate.....	10
3.2. CALCESTRUZZI PER OPERE D'ARTE STRUTTURALI	13
3.2.1. Premessa	13
3.2.2. Fondazioni e pali	13
3.2.3. Elevazioni.....	14
3.2.4. Baggioli	15
4. SPALLE	18
4.1. PESO PROPRIO DEL C.A.....	18
4.2. AZIONI VERTICALI – CARICHI PERMANENTI	19
4.3. CARICO ACCIDENTALE	19
4.3.1. Carico Accidentale folla	19
4.3.2. Carico Accidentale mezzi	19
4.4. EFFETTI DELLA TEMPERATURA.....	23
4.5. CEDIMENTI DIFFERENZIALI	23
4.6. EFFETTI DOVUTI AL RITIRO.....	23

4.7.	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO	23
4.8.	AZIONE TRASVERSALE CENTRIFUGA	23
4.9.	EFFETTI DEL VENTO	24
4.10.	AZIONE LONGITUDINALE DI ATTRITO	24
5.	SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE	25
5.1.	SICUREZZA E CALCOLO DELLE PRESTAZIONI ATTESE	25
5.1.1.	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	25
5.1.2.	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	26
5.1.3.	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>	26
5.2.	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	30
5.3.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	31
5.3.1.	<i>Combinazioni SLU e in esercizio</i>	33
6.	MURO PARAGHIAIA	35
6.1.	SOLLECITAZIONI	35
6.2.	VERIFICHE.....	37
6.2.1.	<i>Verifica a SLU a taglio</i>	37
6.2.2.	<i>Verifica a SLU a flessione</i>	38
6.2.3.	<i>Verifica a SLE RARA</i>	40
6.2.4.	<i>Verifica a SLE FREQUENTE</i>	41
6.2.5.	<i>Verifica a SLE QUASI PERMANENTE</i>	44
7.	MURO LATERALE.....	47
7.1.	SOLLECITAZIONI	47
7.2.	VERIFICHE.....	49
7.2.1.	<i>Verifica a SLU a taglio</i>	49
7.2.2.	<i>Verifica a SLU a flessione</i>	50
7.2.3.	<i>Verifica a SLE RARA</i>	52
7.2.4.	<i>Verifica a SLE FREQUENTE</i>	53
7.2.5.	<i>Verifica a SLE QUASI PERMANENTE</i>	56

8. MICROPALI	59
8.1. VERIFICHE DI STABILITÀ.....	59
8.2. CALCOLO DELLE AZIONI SUI MICROPALI	60
8.3. VERIFICA MICROPALI	61
8.3.1. <i>Verifica della capacità portante</i>	61

1. INTRODUZIONE

Il collegamento autostradale Asti - Cuneo, della lunghezza complessiva di circa 93 km, è composto dai seguenti Tronchi, tra di loro interconnessi da un tratto di circa 20 km dell'Autostrada A6: Torino – Savona:

- Tronco I: dall'Interconnessione di Massimini sull'Autostrada A6: Torino - Savona allo Svincolo di Cuneo (funzionalmente già in esercizio);
- Tronco II: dal Casello di Asti Est sull'Autostrada A21: Torino - Piacenza al Casello di Marene sull'Autostrada A6: Torino – Savona (da completare).

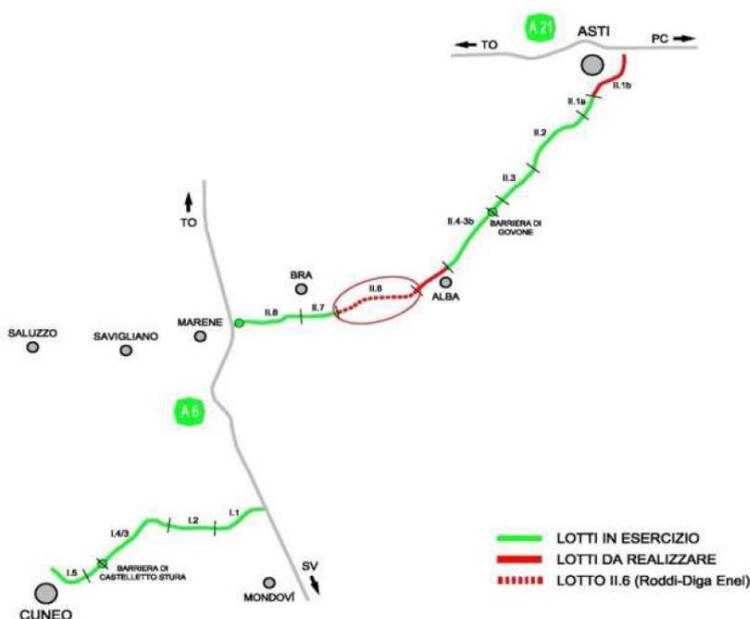


Figura 1 – Schematizzazione dei lotti

La realizzazione del Lotto II.6, comprensivo dell'adeguamento della Tangenziale di Alba, cui si raccorda, renderà funzionale l'intero Tronco II, costituendo un corridoio di collegamento tra il Casello di Asti Est dell'A21 ed il Casello di Marene dell'A6, avente in parte caratteristiche di tipo autostradale ed in parte costituito da una strada a scorrimento veloce a 2 corsie per ogni senso di marcia e senza alcuna intersezione a raso.

Detto lotto avrà estensione complessiva di circa 9,5 km, sviluppandosi in direzione ovest-est lungo la valle del Fiume Tanaro ed attraversando il territorio dei Comuni di Cherasco, La Morra, Verduno, Roddi ed Alba (CN).

Il progetto del Lotto II.6 (tratta Roddi-Diga Enel) predisposto a livello esecutivo nel 2015 prevedeva l'attraversamento della collina di Verduno tramite una galleria di 3,2 km di sviluppo.

Nel recente periodo il Concedente ha chiesto di valutare soluzioni tecniche alternative che, senza incidere significativamente sulla funzionalità dell'opera possano consentire il completamento dell'autostrada con costi più contenuti.

Per questo motivo è stata individuata una soluzione progettuale con tracciato completamente all'esterno che ripercorre sostanzialmente una soluzione già prevista dall'ANAS.

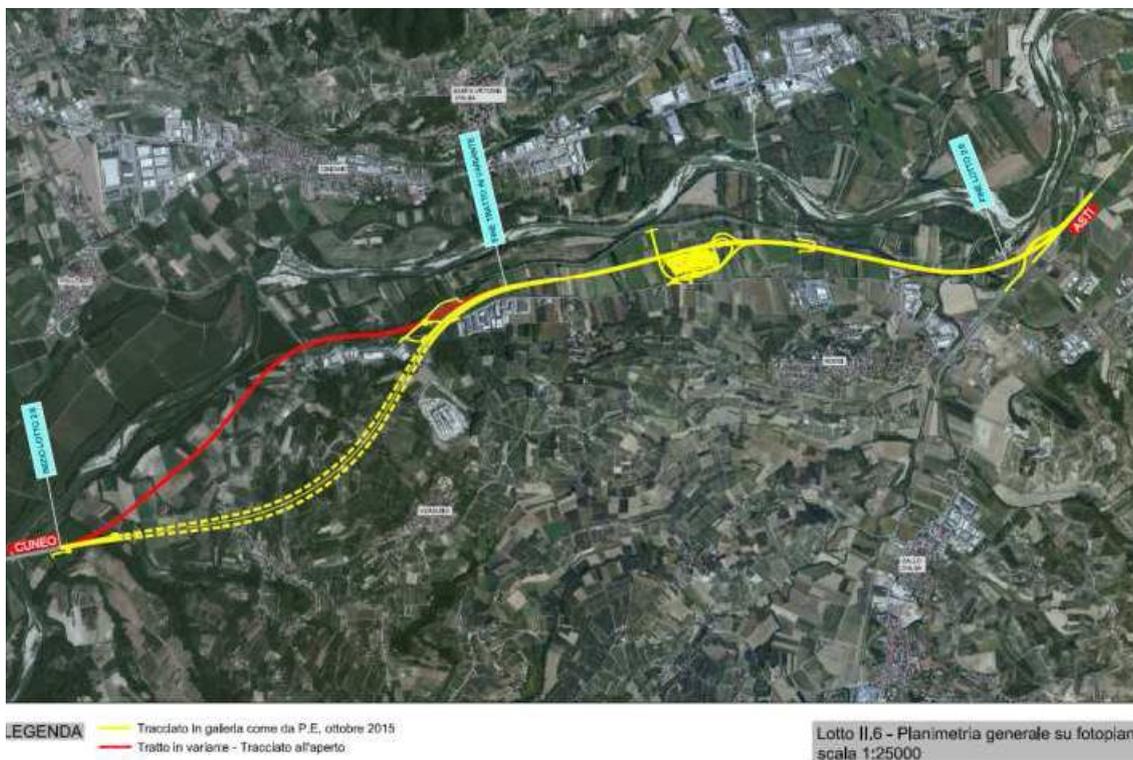


Figura 2 – Tracciato di variante

Il tracciato del Lotto II.6 si sviluppa a partire dal ponte sul Tanaro, a suo tempo realizzato nell'ambito dei lavori del Lotto II.7, prevalentemente lungo la direttrice ovest-est, collegandosi ad est, immediatamente oltre il previsto ponte sul Torrente Talloria, con la Tangenziale di Alba, con un'estesa complessiva di circa 9,5 km.

Il tracciato in variante all'aperto si sviluppa inizialmente in direzione nord-est attestandosi al piede della collina stessa, dove attraversa il Rio dei Deglia e il Rio San Giacomo, prosegue fino alla località "due lanterne", interessando i Comuni di Cherasco e La Morra, supera in viadotto il canale Enel e la S.P.7 per poi proseguire all'interno della regione pianeggiante "Piana dei Molino", nei Comuni di Verduno e di Roddi.

Superato il canale Enel, alla progressiva Km 5+000 circa, la parte di tracciato in variante, ovvero il Lotto II.6 a, si conclude ed il collegamento prosegue lungo il tracciato già autorizzato ed individuato nel progetto esecutivo già sviluppato, e, superata la piana di Roddi, piega in direzione sud-est per ricollegarsi, una volta superato il Torrente Talloria, con la Tangenziale di Alba, per la quale è previsto l'adeguamento.

1.1. CRITERI DI CALCOLO

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.

Vita nominale $V_N = 10$ anni

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Classe d'uso **II**

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso specifico il ponte è collocato su un'autostrada (tipo A) appartenente a itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia, quindi di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, dopo un evento sismico.

Coefficiente d'uso $C_U = 1,00$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVE E STANDARD

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

D.M. 17/01/2018	Norme Tecniche per le costruzioni
D.M. 14/01/2008	Norme Tecniche per le costruzioni
Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
UNI EN 1990	Basis of structural design
UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
UNI EN 1992-2	Design of concrete structures -Bridges
UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures- General rules and rules for buildings
UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures- Design of Joints
UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale	Linee guida sul calcestruzzo strutturale
UNI-EN 206-1	Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
UNI-EN 11104	Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

3. MATERIALI

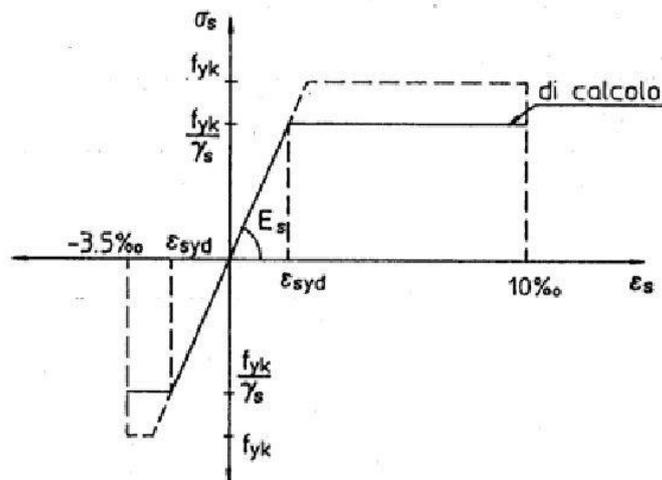
3.1. ACCIAIO

Per l'acciaio si assume il seguente peso per unità di volume: $\gamma_{\text{Acciaio}} = 78,50 \text{ kN/m}^3$

3.1.1. Acciaio per armatura di strutture in c.a.

Le armature da impiegare dovranno essere in barre ad aderenza migliorata B450C (controllato in stabilimento), con caratteristiche meccaniche e chimiche rispondenti alle norme vigenti. Le barre dovranno avere la superficie priva di ossidazione accentuata e di sostanze estranee (oli, grassi, terra, etc.) che possano pregiudicare l'aderenza al conglomerato e, ove occorra, dovranno essere idoneamente pulite.

Nella lavorazione delle armature le sagomature delle barre dovranno essere eseguite a freddo, almeno per ferri fino al diametro di 30 mm; i raggi di curvatura e gli sviluppi degli ancoraggi dovranno essere quelli indicati dalle prescrizioni di progetto e dalle norme vigenti.



Le legature di collegamento delle armature tra di loro e alle casseforme dovranno essere eseguite con filo di ferro dolce.

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

Per $\phi \leq 26 \text{ mm}$

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} > 4.500 \text{ daN / cm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} > 5.400 \text{ daN / cm}^2$

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è fornito dall'espressione 4.1.5 delle NTC 2018 per cui: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Dove:

γ_s coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio, per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce).

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Pertanto:

$$\text{Per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,15} = 3.913 \text{ daN/cm}^2$$

La tensione massima $\sigma_{s, \max}$ per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la condizione dettata dalla formula 4.1.17 delle NTC 2018, per cui: $\sigma_{s, \max} \leq 0,8 f_{yk}$

Pertanto:

$$\text{Per lo S.L.E. } \sigma_{s, \max} = 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 3.550 = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

3.1.2. Acciaio per la carpenteria metallica degli impalcati

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} indicato nella seguente tabella.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Acciaio tipo S355 (Fe 510) per travi trasversali

Tensione di rottura: $f_t > 5.100 \text{ daN / cm}^2$

Tensione di snervamento: $f_y = 3.550 \text{ daN / cm}^2$

Quindi:

$$\text{Per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Acciaio tipo S460 per pannelli

Tensione di rottura: $f_t > 5.400 \text{ daN / cm}^2$

Tensione di snervamento: $f_y = 4.600 \text{ daN / cm}^2$

Quindi:

$$\text{Per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{4.600}{1,05} = 4.381 \text{ daN/cm}^2$$

3.1.3. Acciaio per pioli

Pioli di tipo Nelson $\varnothing = 22 \text{ mm}$, $H = 200 \text{ mm}$

Classe S235J2 + C450 (ex ST 37-3K)

Le caratteristiche meccaniche sono:

Allungamento: min. 15 % Strizione: min. 50 %

Tensione caratteristica di rottura a trazione $f_{tk} \geq 4.500 \text{ daN/cm}^2$

Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} \geq 3.600 \text{ daN/cm}^2$

3.1.4. Unioni saldate

Saldature a completa penetrazione (UNI EN 1011)

Saldature a cordone d'angolo (UNI EN 1011), altezza di gola minima di 0,7 volte lo spessore più piccolo dell'elemento da unire dove non diversamente indicato.

3.1.5. Unioni bullonate

Viti ad alta resistenza (UNI EN ISO 898/1) Classe 10.9

Dadi ad alta resistenza (UNI EN 20898/2) Classe 10

Rosette (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Piastrine (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale $\gamma_{M2} = 1.25$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tb} = 1.000 \text{ MPa}$

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate rispetta sempre le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XVIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.5.

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

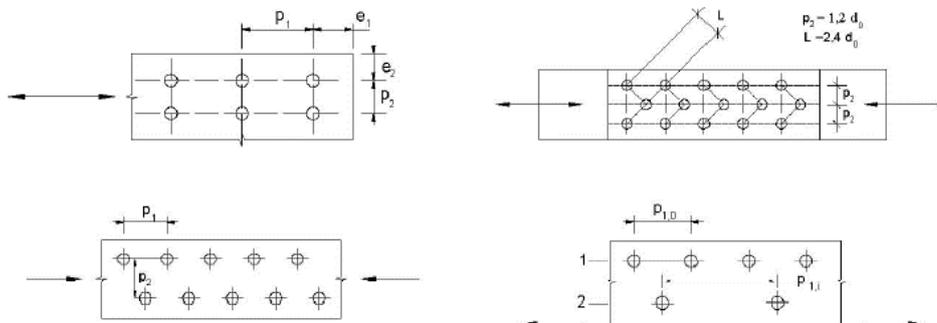
Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
P_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$P_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$P_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
P_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.

t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare "accoppiamenti di precisione" in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.

Per fori asolati o maggiorati devono essere utilizzate le indicazioni riportate in UNI EN 1993-1-8.


Fig. 4.2.5 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

Nel caso il momento di serraggio non sia riportato sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, si può fare riferimento alle seguenti Tabelle 4.2.XVI e 4.2.XVII, che si riferiscono rispettivamente alle viti di classe 8.8 e 10.9.

Tabella 4.2.XVI – Coppie di serraggio per i bulloni 8.8

Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	<i>k=0.10</i>	<i>k=0.12</i>	<i>k=0.14</i>	<i>k=0.16</i>	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	64.4	115
M16	141	169	197	225	87.9	157
M18	194	232	271	310	108	192
M20	274	329	384	439	137	245
M22	373	448	523	597	170	303
M24	474	569	664	759	198	353
M27	694	833	972	1110	257	459
M30	942	1131	1319	1508	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	457	817

Tabella 4.2.XVII Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	<i>k=0.10</i>	<i>k=0.12</i>	<i>k=0.14</i>	<i>k=0.16</i>	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	80.5	115
M16	176	211	246	281	110	157
M18	242	290	339	387	134	192
M20	343	412	480	549	172	245
M22	467	560	653	747	212	303
M24	593	712	830	949	247	353
M27	868	1041	1215	1388	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	572	817

3.2. CALCESTRUZZI PER OPERE D'ARTE STRUTTURALI

3.2.1. Premessa

Le prescrizioni di seguito dettate definiscono le condizioni operative per ottenere definite caratteristiche prestazionali del calcestruzzo. Il calcestruzzo di seguito definito è specificato come “miscela progettata” con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione).

Per “calcestruzzo a prestazione”, secondo le linee guida e la norma UNI 206-1, si intende il calcestruzzo per il quale il progettista ha la responsabilità di specificare le prestazioni richieste ed eventuali ulteriori caratteristiche e per il quale l'Appaltatore è responsabile della fornitura di una miscela conforme alle prestazioni richieste ed alle eventuali ulteriori caratteristiche.

Di seguito si riportano le caratteristiche e le proprietà meccaniche principali (indipendenti dalla sezione dell'elemento strutturale) definite in accordo alla normativa di riferimento (NTC2018).

Per il calcestruzzo si assume il seguente peso per unità di volume: $\gamma_{CLS} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

3.2.2. Fondazioni e pali

Classe del calcestruzzo		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	24,9	N/mm ²
Resistenza media a compressione	fcm	32,9	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	fcd	14,11	N/mm ²
Resistenza media a trazione	fctm	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	fctk,5%	1,79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	fctk,95%	3,33	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	fcfm	3,07	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	fctd	1,19	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	fbk	4,03	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	fbd	2,69	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	Ecm	31447	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (combinazione rara)	σ_c	14,94	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (combinazione quasi permanente)	σ_c	11,21	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	-

Rapporto massimo acqua/cemento		0,6	-
Contenuto minimo di cemento		300	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

3.2.3. Elevazioni

Classe del calcestruzzo		C30/37	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	37,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	30,71	N/mm ²
Resistenza media a compressione	fcm	38,71	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	fcd	17,40	N/mm ²
Resistenza media a trazione	fctm	2,94	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	fctk,5%	2,06	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	fctk,95%	3,82	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	fcfm	3,53	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	fctd	1,37	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	fbk	4,65	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	fbd	3,10	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	Ecm	33 019	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (combinazione rara)	σ_C	18,43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (combinazione quasi permanente)	σ_C	13,82	N/mm ²
Classe di esposizione		XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0,55	-
Contenuto minimo di cemento		320	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

3.2.4. Baggioli

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	45	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	37,35	N/mm ²
Resistenza media a compressione	fcm	45,35	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	fcd	21,17	N/mm ²
Resistenza media a trazione	fctm	3,35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	fctk,5%	2,35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	fctk,95%	4,36	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	fcfm	4,02	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	fctd	1,56	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	fbk	5,28	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	fbd	3,52	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	Ecm	34625	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (combinazione rara)	σ_c	22,41	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (combinazione quasi permanente)	σ_c	16,81	N/mm ²
Classe di esposizione		XD1	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0,55	-
Contenuto minimo di cemento		320	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

PROSPETTO CLASSI DI ESPOSIZIONE E COMPOSIZIONE UNI EN 206-1 (UNI 11104 MARZO 2004)

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
---------------------	---------------------------	--	----------	---------	-----------	--------------------

1 Assenza di rischio di corrosione o attacco

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---

2 Corrosione indotta da carbonatazione

Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine)	4a, 5b	0,50	40	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340

XS2	Permanente- sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua	5c	0,45	45	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 – XF3 – XF4 contenuto minimo aria 3%)						
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320
XF2*	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340
XF3*	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340
XF4*	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360

6 Attacco chimico **)						
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue	5a	0,55	35	320
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: moderato occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; elevato alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

***) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

4. SPALLE

Si svolge nelle pagine seguenti un'analisi dei carichi agenti sulle spalle, considerando la geometria della spalla più gravosa.

4.1. PESO PROPRIO DEL C.A.

Si calcola di seguito il peso della sezione in c.a. della spalla SP1 su cui convergono entrambi gli impalcati.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	by (m)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
fondazione	1	3,45	8,73	1,50	1	25	1 129	0,00	1,73	0,00	1 948	0
muro frontale	2	0,00	8,73	0,00	0	25	0	0,00	0,00	0,00	0	0
Ritegni +	3a	0,00	0,00	0,00	1	25	0	0,00	0,00	0,00	0	0
Ritegni -	3b	0,00	0,00	0,00	1	25	0	0,00	0,00	0,00	0	0
	3						0				0	0
paraghiaia	4	0,44	8,73	1,18	1	25	113	3,70	3,92	0,00	444	0
Muro laterale +	5a	1,25	0,50	2,69	1	25	42	0,00	0,63	4,12	26	173
Muro laterale -	5b	1,25	0,50	2,69	1	25	42	0,00	0,63	-4,12	26	-173
	5						84				53	0
Terra ai lati dei muri andatori +	6a	0,00	0,00	0,00	1	19	0	0,00	0,00	4,37	0	0
Terra ai lati dei muri andatori -	6b	0,00	0,00	0,00	1	19	0	0,00	0,00	-4,37	0	0
	6						0				0	0
terra	7	1,45	7,73	2,69	1	19	573	0,00	0,73	0,00	415	0
							1 900				2 860	0

eccentricità baricentro muro frontale - baricentro fondazione in direzione trasversale (m)	0,00
altezza fronte vento ponte scarico (m)	1,20
altezza fronte vento ponte carico (m)	3,20
altezza baggiolo + appoggio (m)	0,00
distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)	0,70
distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)	0,72

4.2. AZIONI VERTICALI – CARICHI PERMANENTI

Il peso dell'impalcato metallico è assunto pari a $p = 23 \text{ kN/m}$

Peso totale della struttura $23 \times 31,373 = 721,58 \text{ kN}$

Reazione sugli appoggi $721,58 / 4 = 180,39 \text{ kN}$

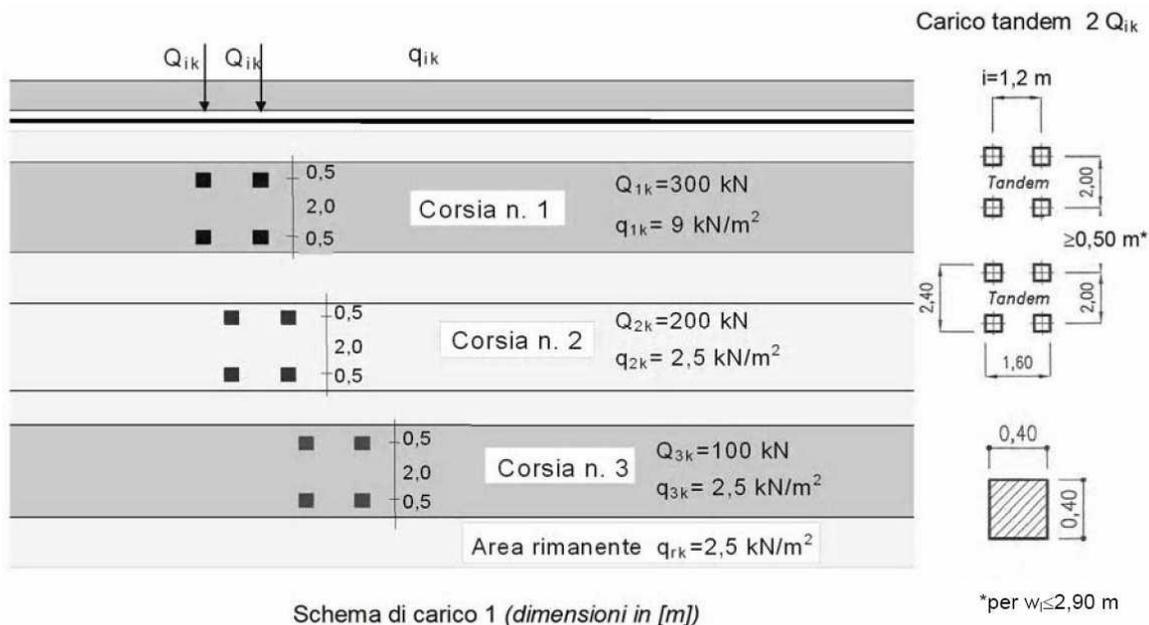
4.3. CARICO ACCIDENTALE

4.3.1. Carico Accidentale folla

Non presente.

4.3.2. Carico Accidentale mezzi

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata,.

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

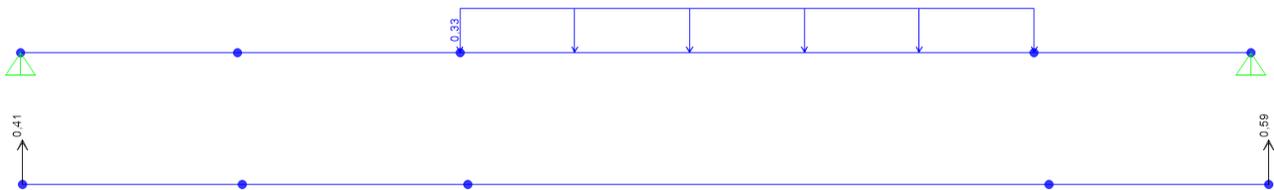
Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Si considera lo schema di carico I con l'intensità delle azioni relativa a ponti di 1a categoria:

Corsia di carico Q1

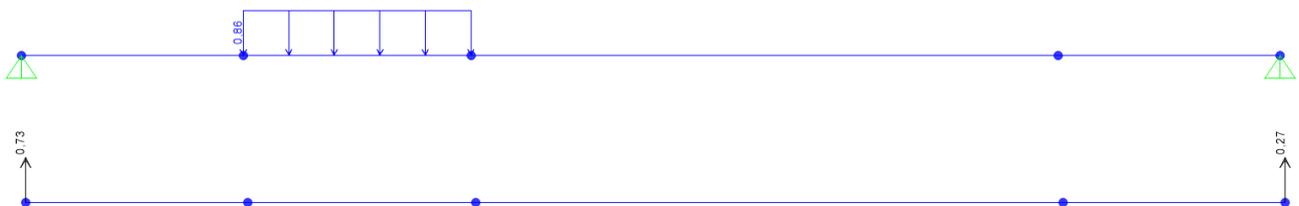
$q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$ su una larghezza di 3 m (corsia convenzionale)

$Q_{1k} = 300 \text{ kN} + 300 \text{ kN}$ carico tandem, interasse longitudinale 1,2 m



Corsia di carico RIMANENTE

$q_{1k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ su una larghezza di 1,16 m (area rimanente)



Combinazione eccentrica

Considerando la corsia convenzionale con la massima eccentricità si ottiene, per la struttura intera del ponte, il coefficiente di eccentricità pari a 0,59 relativamente all'applicazione della corsia di carico convenzionale numero 1, cui si aggiunge una quota parte della corsia rimanente per un'aliquota pari a 0,27:

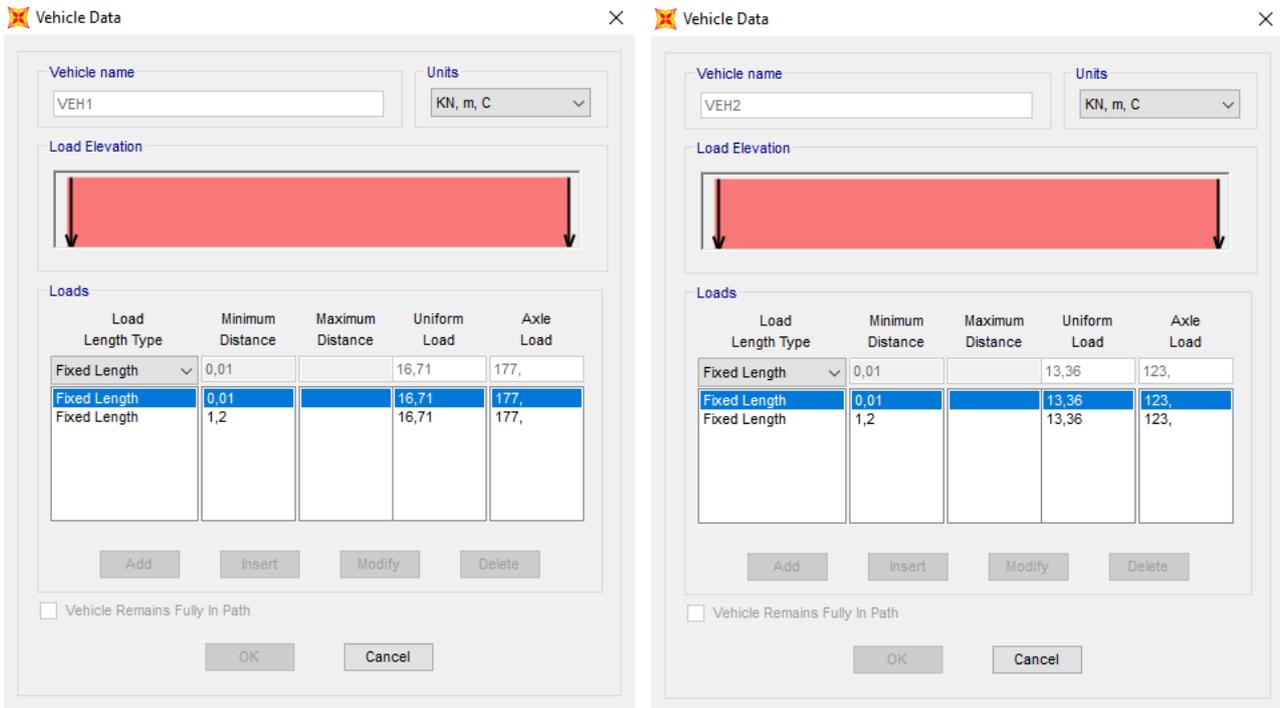
Trave 1 $q_{1k} = (9,00 \cdot 3) \cdot 0,59 + (2,50 \cdot 1,16) \cdot 0,27 = 16,71 \text{ kN/m}$

Trave 1 $Q_{1k} = (300 \cdot 0,59) \text{ kN} + (300 \cdot 0,59) \text{ kN} = 177 \text{ kN} + 177 \text{ kN}$

Trave 2 $q_{1k} = (9,00 \cdot 3) \cdot 0,41 + (2,50 \cdot 1,16) \cdot 0,79 = 13,36 \text{ kN/m}$

Trave 2 $Q_{1k} = (300 \cdot 0,41) \text{ kN} + (300 \cdot 0,41) \text{ kN} = 123 \text{ kN} + 123 \text{ kN}$

La configurazione che determina la massima reazione verticale è la seguente: primo asse in corrispondenza degli appoggi, l'altro asse che insiste sulla luce del ponte.



Trave 1:



Reazione sugli appoggi 367,14 kN

Trave 2:



Reazione sugli appoggi 257,21 kN

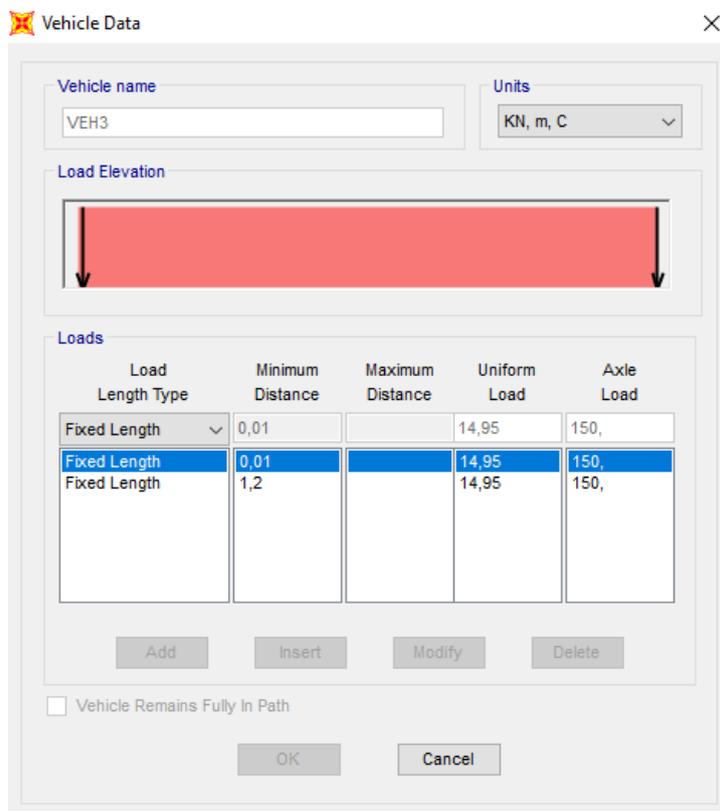
Combinazione centrata

Considerando la corsia convenzionale con la massima eccentricità si ottiene, per la struttura intera del ponte, il coefficiente di eccentricità pari a 0,50 relativamente all'applicazione della corsia di carico convenzionale numero 1, cui si aggiunge una quota parte della corsia rimanente per un'aliquota pari a 0,50:

$$\text{Trave 1} \quad q1k=(9,00 \cdot 3) \cdot 0,50 + (2,50 \cdot 1,16) \cdot 0,50 = 14,95 \text{ kN/m}$$

$$\text{Trave 1} \quad Q1k=(300 \cdot 0,50) \text{ kN} + (300 \cdot 0,50) \text{ kN} = 150 \text{ kN} + 150 \text{ kN}$$

La configurazione che determina la massima reazione verticale è la seguente: primo asse in corrispondenza degli appoggi, l'altro asse che insiste sulla luce del ponte.



Trave 1 e trave 2:



Reazione sugli appoggi 312,01 kN

4.4. EFFETTI DELLA TEMPERATURA

Le azioni sul singolo appoggio per effetto del carico dovuto alla temperatura sono nulle in quanto gli impalcati sono isostatici.

4.5. CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Per tenere conto dei possibili cedimenti fondazionali delle sottostrutture a sostegno degli impalcati nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

$$\text{Cedimento sulle spalle SA e SB} \quad \delta_{SP.A} = \delta_{SP.B} = \frac{1}{5.000} \cdot \frac{31.737}{2} = 3,1 \text{ mm}$$

Le azioni sul singolo appoggio per effetto del carico dovuto ai cedimenti differenziali sono nulle in quanto gli impalcati sono isostatici.

4.6. EFFETTI DOVUTI AL RITIRO

Le azioni sul singolo appoggio per effetto del carico dovuto al ritiro sono nulle in quanto gli impalcati sono isostatici.

4.7. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 9,00 \cdot 3,00 \cdot 31,737 = 446 \text{ kN}$$

$$180 \text{ kN} \leq 446 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

Tale valore si divide uniformemente sui 2 appoggi fissi costituenti l'impalcato.

$$q_{app} = 446 / 2 = 223,00 \text{ kN}$$

4.8. AZIONE TRASVERSALE CENTRIFUGA

Tale contributo si trascura in quanto il ponte non presenta un significativo raggio di curvatura.

4.9. EFFETTI DEL VENTO

Il vento agisce sulla superficie del pannello e sulla superficie convenzionale dei carichi transitanti (h=3 m dal piano stradale):

sup. esposta per la trave TS	0,8 m ² /m
sup. esposta (transom+impalcato)	0,7 m ² /m
sup. convenzionale carichi mobili	3,0 m ² /m
totale	4,5 m²/m

$$\text{Azione del vento } 1,5 \text{ kN/m}^2 \times 4,5 \text{ m}^2 / \text{m} = 6,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reazione da ogni lato } 6,75 \times 31,5 / 2 = 106 \text{ kN}$$

$$\text{Reazione sugli appoggi } 106 / 2 = 53 \text{ kN}$$

4.10. Azione longitudinale di attrito

L'azione longitudinale di attrito si assume pari al 25% della somma dei carichi permanenti

Prudenzialmente si considera comunque un'azione di attrito, trasmessa dagli appoggi alle sottostrutture pari al 3,00% dei concomitanti carichi permanenti.

$$\text{Azione sul singolo appoggio per somma di carichi permanenti} \rightarrow P_{\text{somma perm.}} = 180,39 \text{ kN}$$

Pertanto si ottiene un'azione di attrito pari a:

Spalla SA, SB

$$\text{Azione di attrito longitudinale} \rightarrow P_{\text{attrito}} = 180,39 \times 0,25 = 45 \text{ kN}$$

5. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE

In questo capitolo vengono analizzati i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni descritte nel capitolo precedente e l'applicazione di esse ai modelli strutturali.

5.1. SICUREZZA E CALCOLO DELLE PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme NTC 2018.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nelle NTC 2018, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- Robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

5.1.1. Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- Perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- Spostamenti o deformazioni eccessive;
- Raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- Raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- Raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- Rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- Rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- Instabilità di parti della struttura o del suo insieme

5.1.2. Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- Danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- Spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- Spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- Vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- Danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- Corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

5.1.3. Verifiche allo stato limite di fessurazione

La verifica è condotta in accordo alla CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617, "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \varepsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad (C4.1.14)$$

dove:

ε_{sm} è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

Δ_{sm} è la distanza media tra le fessure.

La deformazione media delle barre e la distanza media tra le fessure possono essere valutate utilizzando la procedura del D.M. 9 gennaio 1996.

In alternativa il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} \quad (C4.1.15)$$

dove:

Δ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre ε_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (C4.1.16)$$

in cui:

- σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata;
- α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;
- ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$
- $A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il valore minore tra $2,5 (h - d)$, $(h - x)/3$ e $h/2$ (vedere figura C4.1.9). 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 e vale:
- $k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,
- $k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

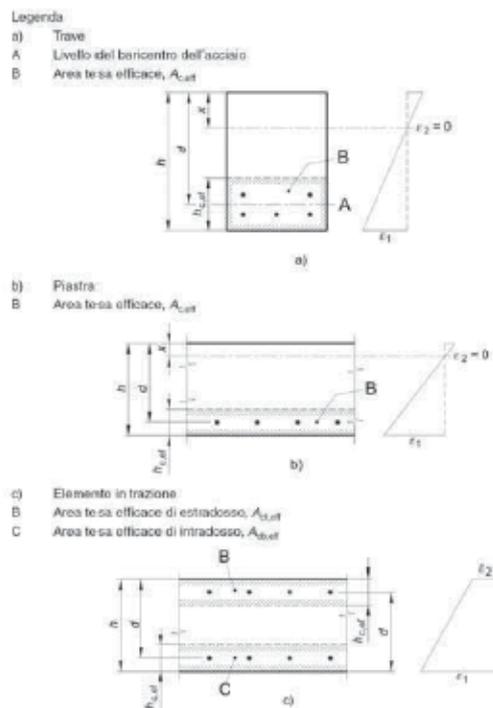


Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedere figura C4.1.10), la distanza massima tra le fessure, Δ_{\max} , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{\text{eff}}} \quad (\text{C4.1.17})$$

in cui:

ϕ è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq} . Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 e n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{\text{eq}} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (\text{C4.1.18})$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

k_1 = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
= 1,6 per barre lisce;

k_2 = 0,5 nel caso di flessione,
= 1,0 nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad (\text{C4.1.19})$$

in cui ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate considerando la sezione fessurata.

k_3 = 3,4;

k_4 = 0,425.

Nelle zone in cui l'armatura è disposta con una spaziatura superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedere figura C4.1.10), per la parte di estensione $5(c + \phi/2)$ nell'intorno delle barre la distanza massima tra le fessure, Δ_{\max} , può essere valutata ancora con l'espressione:

$$\Delta_{\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{\text{eff}}} \quad (\text{C4.1.20})$$

Nella parte rimanente la distanza massima tra le fessure, Δ_{\max} , può, invece, essere valutata mediante l'espressione:

$$\Delta_{\max} = 1,3 (h - x) \quad (\text{C4.1.21})$$

in cui:

h ed x sono definite in fig. C4.1.9;

$(h - x)$ è la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.

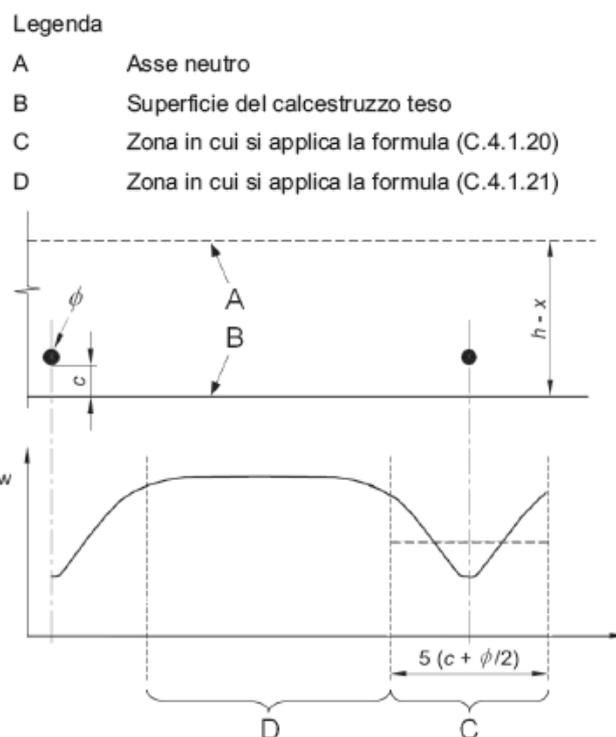


Figura C4.1.10 Ampiezza delle fessure, w , in funzione della posizione rispetto alle barre di armatura.

La deformazione media dell'acciaio è stata calcolata nell'ipotesi di effetto irrigidente del calcestruzzo con andamento costante.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016.

Tab. 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

Tab. 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_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

Dove: $w_3 = 0,4 \text{ mm}$

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

5.2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

5.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC 2018. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{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 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, 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

- (1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.
- (2) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
- (3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.
- (4) 1,20 per effetti locali.

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

5.3.1. Combinazioni SLU e in esercizio

In accordo al § 2.5.3 delle NTC 2018, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

6. MURO PARAGHIAIA

6.1. SOLLECITAZIONI

Si considerano le combinazioni SLU STR e le combinazioni sismiche. Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori delle azioni agenti alla base del muro, sia quelle dovute alla spinta del terreno che quelle globali.

MURO PARAGHIAIA - Sezione a quota z m: NORME TECNICHE 2008

GEOMETRIA

z	=	0,00	m
Hmuro	=	1,18	m
Spessore	=	0,45	m

PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	19,0	kN/m ³	γ
Angolo di attrito terreno rilevato	0,524	rad	ϕ 30,00

SOVRACCARICO

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1): ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,2 m:

Sovraccarico	99,91	kN/m ²
--------------	-------	-------------------

FRENAMENTO

Lunghezza di diffusione del carico del frenamento (45°)	5,69	m
Carico dovuto al frenamento (circolare NTC C5.1.3.3.7.2)	31,63	kN/m

SPINTE TERRENO E SOVRACCARICO

Coefficiente di spinta a riposo K0	0,50	[-]
Spinta a riposo a quota z	11,21	kN/m ²
Sovraccarico	99,91	kN/m ²
Spinta sovraccarico	49,95	kN/m ²

PARAMETRI SISMICI E SPINTE SISMICHE

accelerazione di picco	$\alpha g/g =$	0,0470
coefficiente orizzontale	$\beta = S_s \times S_T =$	1,50
	$a_{max} =$	0,071
	βm	1,00
	Kh =	0,071
Sovrapressioni sismiche WOOD	1,58	kN/m ²
Coefficiente di spinta attiva Ka	0,33	[-]
Spinta attiva a quota z	7,47	kN/m ²
Forza d'inerzia della porzione unitaria di muro sopra alla quota z	0,94	kN/m

MOMENTI E TAGLI A QUOTA z - VALORI CARATTERISTICI

Spinta a riposo terreno	M=	2,60	kNm/m
	V=	6,61	kN/m
Sovraccarico	M=	34,78	kNm/m
	V=	58,95	kN/m
Frenamento	M=	37,33	kNm/m
	V=	31,63	kN/m
Spinta attiva terreno	M=	1,73	kNm/m
	V=	4,41	kN/m
Sovraspinta Wood	M=	1,10	kNm/m
	V=	1,87	kN/m
Forza d'inerzia	M=	0,55	kNm/m
	V=	0,94	kN/m

MOMENTI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR1 - Sovraccarico	$M_{Ed} =$	50	kNm/m
SLU STR2 - Frenamento +	$M_{Ed} =$	89	kNm/m
SLU STR2 - Frenamento -	$M_{Ed} =$	-48	kNm/m
SISMICA	$M_{Ed} =$	10	kNm/m
SLE RARA - Frenamento +	$M_{Ed} =$	66	kNm/m
SLE RARA - Frenamento -	$M_{Ed} =$	-35	kNm/m
SLE FREQUENTE - Frenamento +	$M_{Ed} =$	57	kNm/m
SLE FREQUENTE - Frenamento -	$M_{Ed} =$	-25	kNm/m
SLE QUASI PERMANENTE	$M_{Ed} =$	3	kNm/m

TAGLI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR1	$V_{Ed} =$	89	kN/m
SLU STR2	$V_{Ed} =$	111	kN/m
SISMICA	$V_{Ed} =$	19	kN/m

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE ALLA BASE DEL MURO

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE larghezza (cm) 100 altezza (cm) 25

CONDIZIONI AMBIENTALI Aggressive (XF2)

 ARMATURA Ferri tesi ϕ 20/20

 Ferri compressi ϕ 20/20

6.2. VERIFICHE
6.2.1. Verifica a SLU a taglio
SEZIONE RETTANGOLARE
Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1 000	mm
h	altezza totale della sezione	250	mm
d	altezza utile sezione	210	mm

Descrizione materiale

Calcestruzzo	classe C 30/37	$R_{ck}(\text{Mpa})= 37$	$f_{ck}(\text{Mpa})= 30,71$
Acciaio	Acciaio FeB44k	$f_{yk}(\text{Mpa})= 450$	$f_{yd}(\text{Mpa})= 391,30$
γ_c	1,50	γ_m	1,15
			$f_{cd}(\text{Mpa})= 17,40$

Armatura longitudinale

barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	5	20	1 570,80	0,0075
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	5	20	1 570,80	0,0075
	0	0	0,00	0,0000
				0,0075

Elementi senza armature resistenti a taglio
Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0,00	N/mm ²
k	parametro adimensionale	1,98	
v_{min}	resistenza minima	0,5387	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0,00 kN	Ndi trazione non si considera
Vsd =	111,00 kN	
Vrd =	141,54 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	2,5	400	14	384,85
piegati	0	100		0,00

NB: IPOTESI FERRI PIEGATI SEMPRE A 45°

 Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre. Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21,80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

 $SEN^2\theta$ 0,043

 $SEN\theta$ 0,208

 $\theta [^\circ]$ 12,0057

Verifica

Vsd =	111,00 kN
Vrds =	177,90 kN
Vrds =	567,05 kN

0,38 **5,12**
OK

 Se la verifica è ok la trave è duttile
rottura lato acciaio

VERIFICA SODDISFATTA

Indice di resistenza

$$I_R = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{111}{177,9} = 0,62 \quad \rightarrow \quad \text{La sezione è verificata}$$

6.2.2. Verifica a SLU a flessione

Ai fini della verifica a flessione si considera una componente di compressione pari al peso proprio del muro considerata al valore caratteristico e pari a $N_{Ed} = 1,18 \cdot 0,40 \cdot 1,00 \cdot 25,00 = 11,80 \text{ kN/m}$

Verifica C.A. S.L.U. - File:
— □ ×

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

Titolo : SLU PARAGHIAIA

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

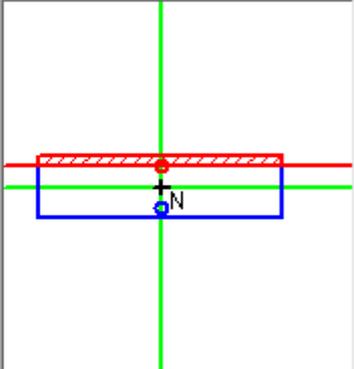
N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	4
2	15,71	21

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. → ← Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="11,8"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="89"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

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

Materiali

B450C	C30/37
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} 17
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8 ?
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 11,5
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,6933
	τ _{c1} 2,029

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Tipo flessione

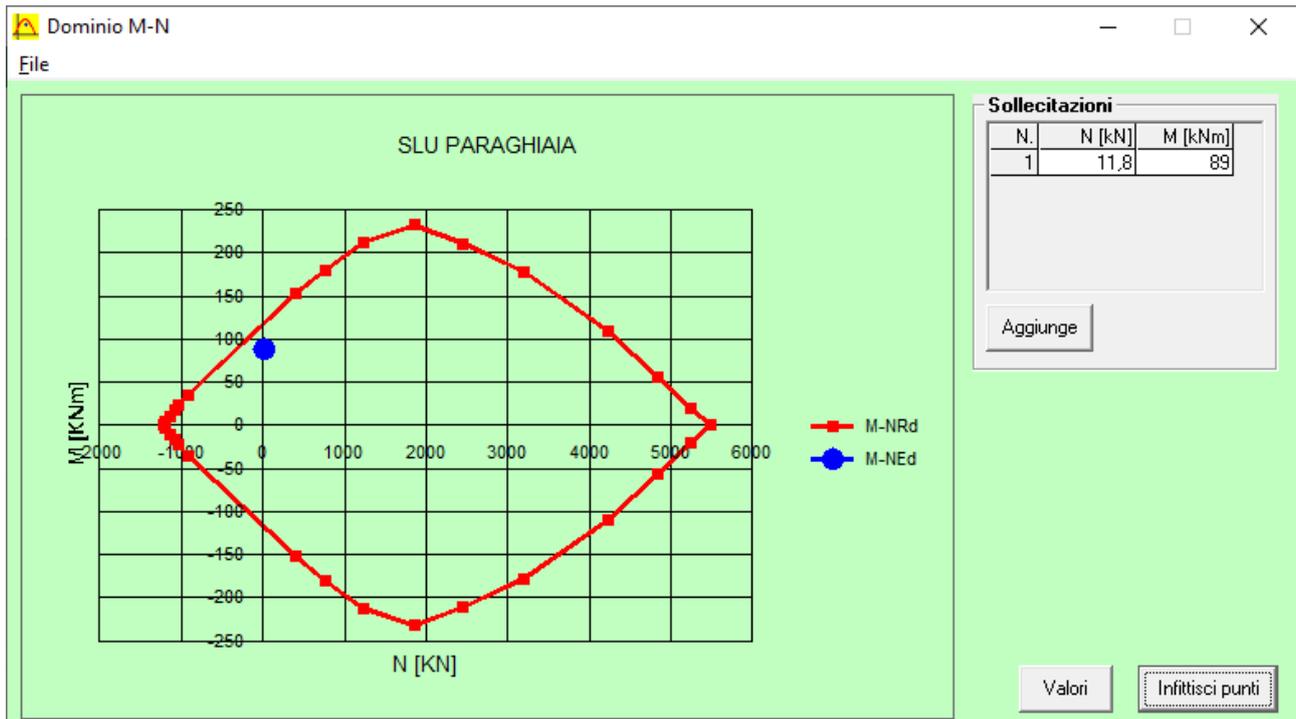
Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso



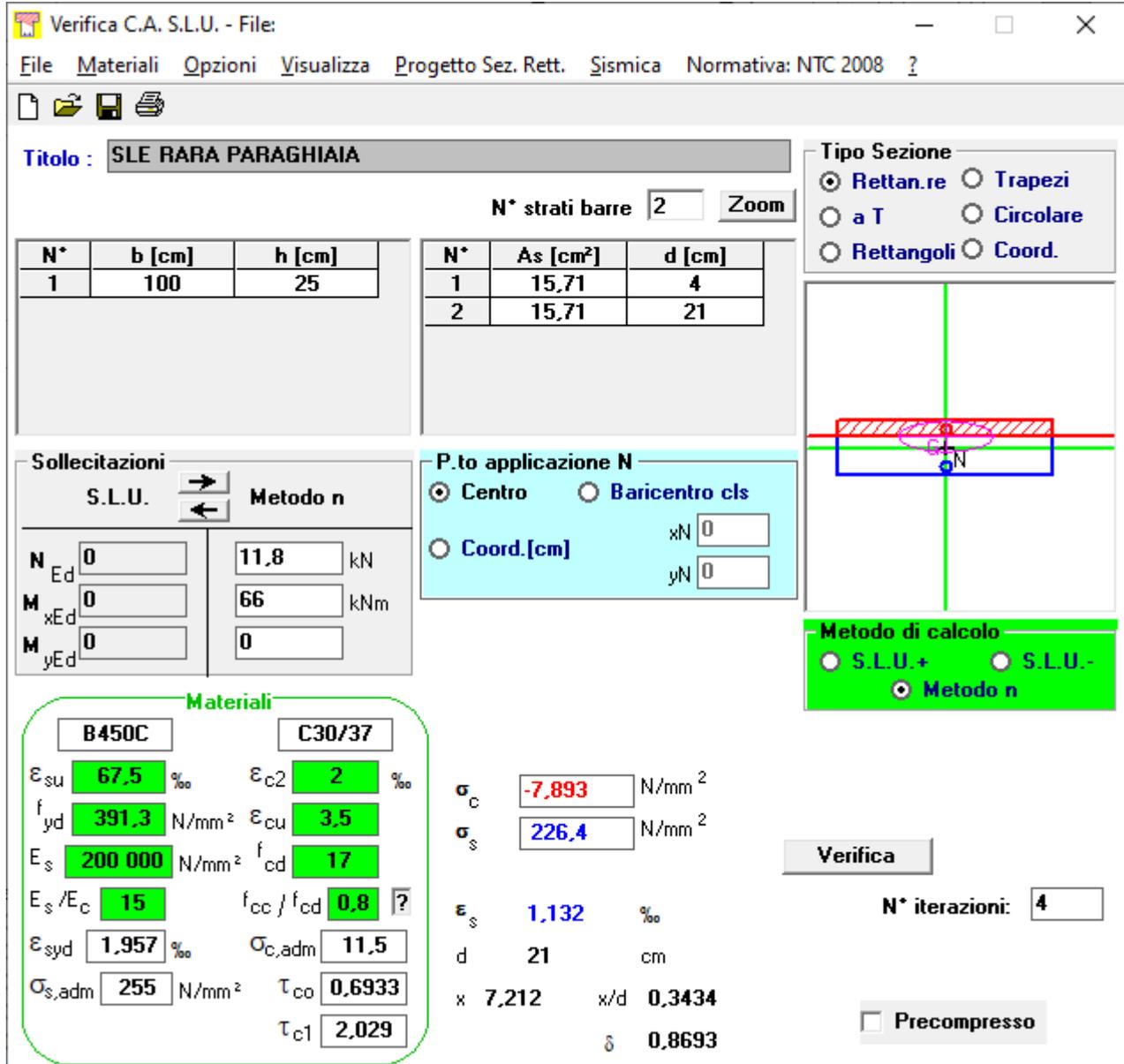
Indice di resistenza

$$I_R = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{89}{118,5} = 0,75$$

→ La sezione è verificata

6.2.3. Verifica a SLE RARA

Ai fini della verifica a flessione si considera una componente di compressione pari al peso proprio del muro considerata al valore caratteristico e pari a $N_{Ed} = 1,18 \cdot 0,40 \cdot 1,00 \cdot 25,00 = 11,80 \text{ kN/m}$



Titolo : SLE RARA PARAGHIAIA

N* strati barre 2 **Zoom**

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N*	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	4
2	15,71	21

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

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

N_{Ed} 0 11,8 kN
M_{xEd} 0 66 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

σ_c -7,893 N/mm²
 σ_s 226,4 N/mm²
 ϵ_s 1,132 ‰
 d 21 cm
 x 7,212 x/d 0,3434
 δ 0,8693

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

Verifica
 N* iterazioni: 4
 Precompresso

TENSIONI

Cls $\sigma_c = -7,89 \text{ N/mm}^2 < -0,60 \cdot f_{ck} = -18,43 \text{ N/mm}^2 \quad I_R = 0,43$

Ferro $\sigma_s = 226,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad I_R = 0,63$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

6.2.4. Verifica a SLE FREQUENTE

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

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

Titolo : SLE Frequente PARAGHIAIA

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

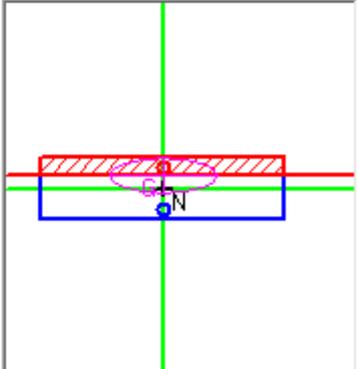
N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	4
2	15,71	21

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

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

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="11,8"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="57"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN

yN

Materiali

B450C

C30/37

ε _{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3,5"/>
E _s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="17"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="11,5"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0,6933"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2,029"/>

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

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

Metodo n

N° iterazioni:

Precompresso

TENSIONI

 Cls $\sigma_c = -6,82 \text{ N/mm}^2$

 Ferro $\sigma_s = 195,00 \text{ N/mm}^2$

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018						Pagina 1
<u>Materiali</u>						
Calcestruzzo	C30/37	$f_{ck} =$	30,71	MPa	$R_{ck} =$	37 Mpa
	Classe di esposizione			XF2		
	Condizioni ambientali			Aggressive		Tab. 4.1.III
	Armatura			Poco sensibile		
Tab. 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			
Acciaio	B450C	$f_{yk} =$	450	Mpa		
Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018						
Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)						
Condizioni ambientali	Aggressive					
Armatura	Poco sensibile					
Combinazione	Quasi permanente			→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$	
Combinazione	Frequente			→	Ap. Fessure $W_d \leq W_2$	
Tab. 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_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018						
Combinazione quasi permanente						
<u>VERIFICA DA NON CONDURRE</u>						
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018						
Combinazione frequente						
<u>VERIFICA DA NON CONDURRE</u>						

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.6

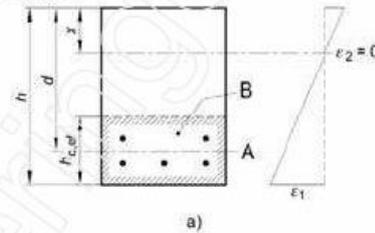
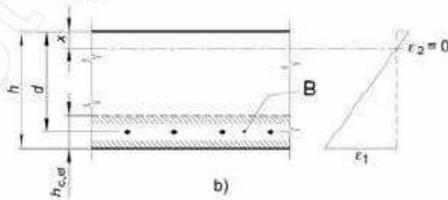
Combinazione frequente

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

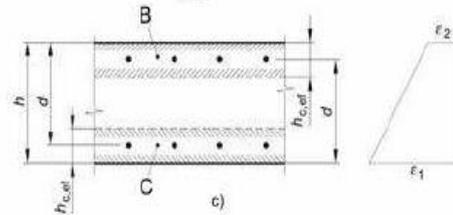
σ_s	195	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
durata del carico	breve		kt 0,6
larghezza sezione b	1 000	mm	
altezza sezione h	250	mm	
altezza utile d	210	mm	
asse neutro x	72,26	mm	
caso Fig. C4.1.9	b		
hc,ef	59,25	mm	

Legenda

- a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

c) Elemento in trazione

- B Area tesa efficace di estradosso, $A_{ct,eff}$
 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$



$A_{c,ef}$	59 247	mm ²
A_s	1 571	mm ²
ρ_{eff}	0,03	-
E_{cm}	33 019,43	MPa
E_s	210 000	MPa
α_e	6,36	-
f_{ctm}	2,94	MPa
ϵ_{sm}	0,0006	-

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro f_1	n_1	5	f_1	20	mm
numero di barre di diametro f_2	n_2	0	f_2	0	mm
diametro equivalente			f_{eq}	20,00	mm
ricoprimento dell'armatura c	40	mm			
barre	aderenza migliorata		k_1	0,8	
caso	flessione		k_2	0,5	
			k_3	3,4	
			k_4	0,425	
spaziatura tra i ferri d'armatura				100	mm
spaziatura limite $5(c+f/2)$				250,00	mm
Dsmax	264,24	mm			

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):

$$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0,15 \text{ mm}$$

Valore limite di apertura della fessura:

$$w_2 = 0,30 \text{ mm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

6.2.5. Verifica a SLE QUASI PERMANENTE

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

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

Titolo : SLE qp PARAGHIAIA

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	4
2	15,71	21

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

Solecitazioni
 S.L.U. → Metodo n

N_{Ed} 0 11,8 kN
 M_{xEd} 0 3 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	C30/37
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} 17
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8 ?
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 11,5
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,6933
	τ _{c1} 2,029

σ_c -0,3739 N/mm²
 σ_s 6,909 N/mm²
 ε_s 0,03454 ‰
 d 21 cm
 x 9,409 x/d 0,448
 δ 1

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

TENSIONI

 Cls $\sigma_c = -0,37 \text{ N/mm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -13,82 \text{ N/mm}^2 \quad I_R = 0,13$

 Ferro $\sigma_s = 6,91 \text{ N/mm}^2$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018						Pagina 1
<u>Materiali</u>						
Calcestruzzo	C30/37	$f_{ck} =$	30,71	MPa	$R_{ck} =$	37 Mpa
	Classe di esposizione			XF2		
	Condizioni ambientali			Aggressive		Tab. 4.1.III
	Armatura			Poco sensibile		
Tab. 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			
Acciaio	B450C	$f_{yk} =$	450	Mpa		
Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018						
Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)						
Condizioni ambientali	Aggressive					
Armatura	Poco sensibile					
Combinazione	Quasi permanente			→	Ap. Fessure $w_d \leq w_1$	
Combinazione	Frequente			→	Ap. Fessure $w_d \leq w_2$	
Tab. 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_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018						
Combinazione quasi permanente						
<u>VERIFICA DA NON CONDURRE</u>						
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018						
Combinazione frequente						
<u>VERIFICA DA NON CONDURRE</u>						

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.6

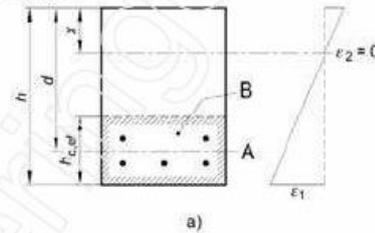
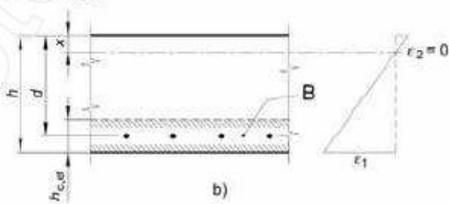
Combinazione quasi permanente

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

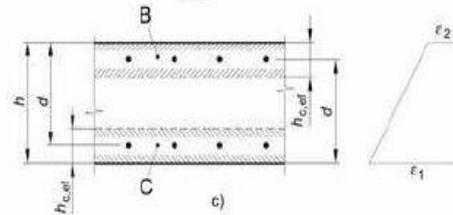
σ_s	6,9	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
durata del carico	breve		kt 0,6
larghezza sezione b	1 000	mm	
altezza sezione h	250	mm	
altezza utile d	210	mm	
asse neutro x	94,09	mm	
caso Fig. C4.1.9	b		
hc,ef	51,97	mm	

Legenda

- a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

c) Elemento in trazione

- B Area tesa efficace di estradosso, $A_{ct,eff}$
 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$



$A_{c,ef}$	51 970	mm ²
A_s	1 571	mm ²
ρ_{eff}	0,03	-
E_{cm}	33 019,43	MPa
E_s	210 000	MPa
α_e	6,36	-
f_{ctm}	2,94	MPa
ϵ_{sm}	0,0000	-

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro f_1	n_1	5	f_1	20	mm
numero di barre di diametro f_2	n_2	0	f_2	0	mm
diámetro equivalente			f_{eq}	20,00	mm
ricoprimento dell'armatura c	40	mm			
barre	aderenza migliorata		k_1	0,8	
caso	flessione		k_2	0,5	
			k_3	3,4	
			k_4	0,425	
spaziatura tra i ferri d'armatura				200	mm
spaziatura limite $5(c+f/2)$				250,00	mm
Dsmax	248,49	mm			

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):

$$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0,00 \text{ mm}$$

Valore limite di apertura della fessura:

$$w_1 = 0,20 \text{ mm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

7. MURO LATERALE

7.1. SOLLECITAZIONI

Si considerano le combinazioni SLU STR e le combinazioni sismiche. Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori delle azioni agenti alla base del muro, sia quelle dovute alla spinta del terreno che quelle globali.

MURO LATERALE - Sezione a quota z m: NORME TECNICHE 2008

GEOMETRIA

z	=	0,00	m
Hmuro	=	2,69	m
Spessore	=	1,60	m

PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	19,0	kN/m ³	γ	
Angolo di attrito terreno rilevato	0,524	rad	ϕ	30,00

SOVRACCARICO

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1): ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,2 m:

Sovraccarico 50,00 kN/m²

SPINTE TERRENO E SOVRACCARICO

Coefficiente di spinta a riposo K0	0,50	[-]
Spinta a riposo a quota z	25,56	kN/m ²
Sovraccarico sommità	50,00	kN/m ²
Spinta sovraccarico sommità	25,00	kN/m ²
Diffusione del sovraccarico nel terrapieno con un angolo di 30°		
Diffusione longitudinale	3,75	m
Diffusione trasversale	4,55	m
Sovraccarico a quota z	44,11	kN/m ²
Spinta sovraccarico a quota z	22,06	kN/m ²

PARAMETRI SISMICI E SPINTE SISMICHE

accelerazione di picco	$\alpha g/g =$	0,0470	
coefficiente orizzontale	$\beta = S_s \times S_T =$	1,50	
	$a_{max} =$	0,071	
	$\beta_m =$	1,00	
	$K_h =$	0,071	
Sovrapressioni sismiche WOOD		3,60	kN/m ²
Coefficiente di spinta attiva Ka		0,33	[-]
Spinta attiva a quota z		17,04	kN/m ²
Forza d'inerzia della porzione unitaria di muro sopra alla quota z		7,59	kN/m

MOMENTI E TAGLI A QUOTA z - VALORI CARATTERISTICI

Spinta a riposo terreno	M=	30,82	kNm/m
	V=	34,37	kN/m
Sovraccarico	M=	86,90	kNm/m
	V=	63,29	kN/m
Spinta attiva terreno	M=	20,55	kNm/m
	V=	22,91	kN/m
Sovraspinta Wood	M=	13,04	kNm/m
	V=	9,69	kN/m
Forza d'inerzia	M=	10,20	kNm/m
	V=	7,59	kN/m

MOMENTI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR	$M_{Ed} =$	159	kNm/m
SISMICA	$M_{Ed} =$	61	kNm/m
SLE RARA	$M_{Ed} =$	118	kNm/m
SLE FREQUENTE	$M_{Ed} =$	96	kNm/m
SLE QUASI PERMANENTE	$M_{Ed} =$	31	kNm/m

TAGLI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE

SLU STR	$V_{Ed} =$	132	kNm/m
SISMICA	$V_{Ed} =$	53	kNm/m

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE ALLA BASE DEL MURO

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE larghezza (cm) 100 altezza (cm) 50

CONDIZIONI AMBIENTALI Aggressive (XF2)

 ARMATURA Ferri tesi ϕ 18/20

 Ferri compressi ϕ 18/20

7.2. VERIFICHE
7.2.1. Verifica a SLU a taglio
SEZIONE RETTANGOLARE
Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	1 000	mm
h	altezza totale della sezione	500	mm
d	altezza utile sezione	460	mm

Descrizione materiale

Calcestruzzo	classe C 30/37	$R_{ck}(\text{Mpa})= 37$	$f_{ck}(\text{Mpa})= 30,71$
Acciaio	Acciaio FeB44k	$f_{yk}(\text{Mpa})= 450$	$f_{yd}(\text{Mpa})= 391,30$
γ_c	1,50	γ_m	1,15
			$f_{cd}(\text{Mpa})= 17,40$

Armatura longitudinale

barre	n°	Φ (mm)	Asl (mm ²)	ρ_1
Superiore	5	18	1 272,35	0,0028
	0	0	0,00	0,0000
Inferiore	5	18	1 272,35	0,0028
	0	0	0,00	0,0000
				0,0028

Elementi senza armature resistenti a taglio
Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_{cp}	tensione di compressione media nella sezione	0,00	N/mm ²
k	parametro adimensionale	1,66	
V_{min}	resistenza minima	0,4146	N/mm ²

Verifica

Nsd =	0,00 kN	Ndi trazione non si considera
Vsd =	132,00 kN	
Vrd =	190,71 kN	

ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

	n° bracci	passo (mm)	Φ (mm)	Asw (mm ²)
staffe	2,5	400	14	384,85
piegati	0	100		0,00

NB: IPOTESI FERRI PIEGATI SEMPRE A 45°

 Se $\theta < 21,8^\circ$ si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre. Sostituire $\theta = 21,8^\circ$.

Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
θ	inclinazione dei puntoni	21,80	°
α	angolo inclinazione trasversale	90,00	°
α_c	coefficiente maggiorativo	1,00	

 $SEN^2\theta$ 0,043

 $SEN\theta$ 0,208

 θ [°] 12,0057

Verifica

Vsd =	132,00 kN
Vrds =	389,68 kN
Vrds =	1 242,10 kN

0,38 **5,12**
OK

 Se la verifica è ok la trave è duttile
 rottura lato acciaio

VERIFICA SODDISFATTA

Indice di resistenza

$$I_R = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{132}{389,68} = 0,34 \quad \rightarrow \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.2.2. Verifica a SLU a flessione

Ai fini della verifica a flessione si considera una componente di compressione pari al peso proprio del muro considerata al valore caratteristico e pari a $N_{Ed} = 33,63$ KN/m

Verifica C.A. S.L.U. - File:
— □ ×

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

Titolo : SLU Muro laterale

N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	50

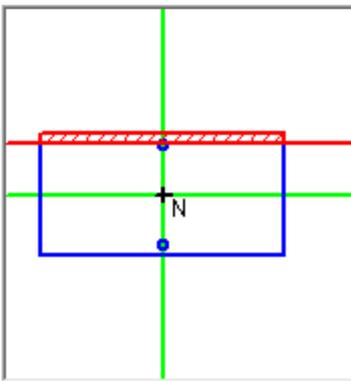
N*	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	4
2	12,72	46

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. → **Metodo n** ←

N _{Ed}	<input type="text" value="33,63"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="159"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C30/37
ε _{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3,5"/>
E _s <input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="17"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="11,5"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0,6933"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="2,029"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Tipo flessione

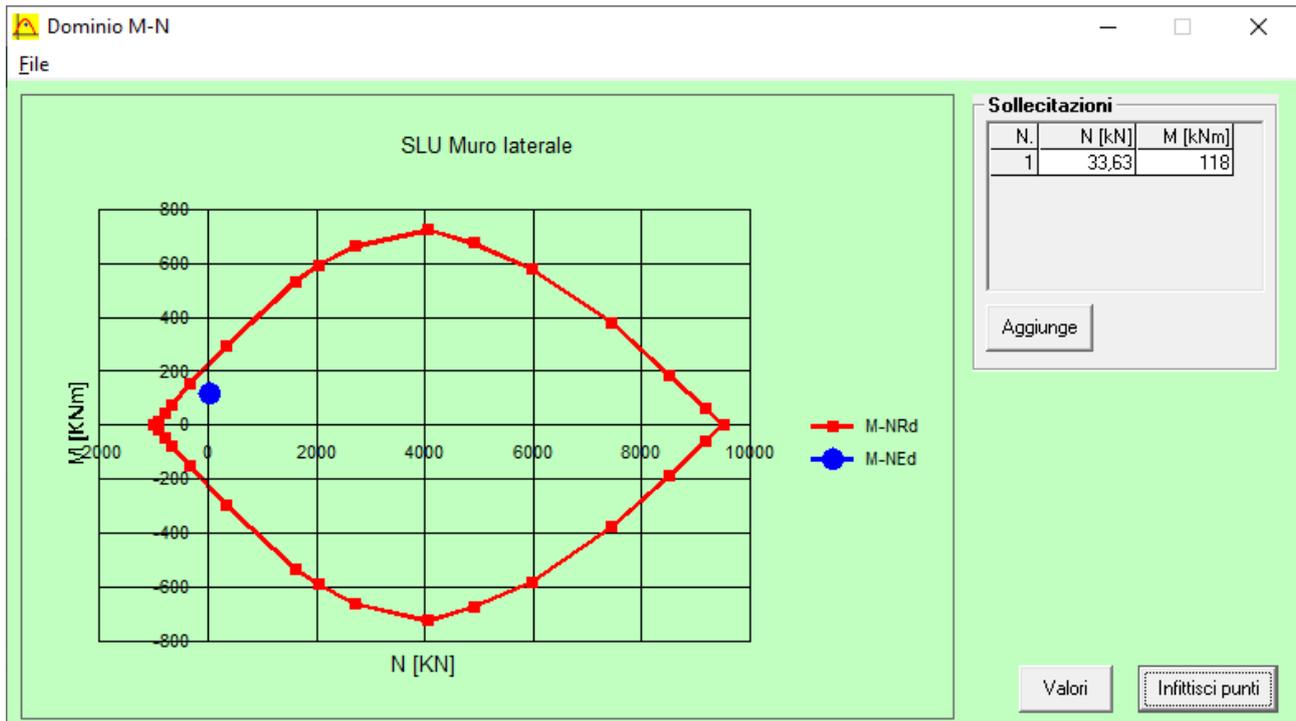
Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso



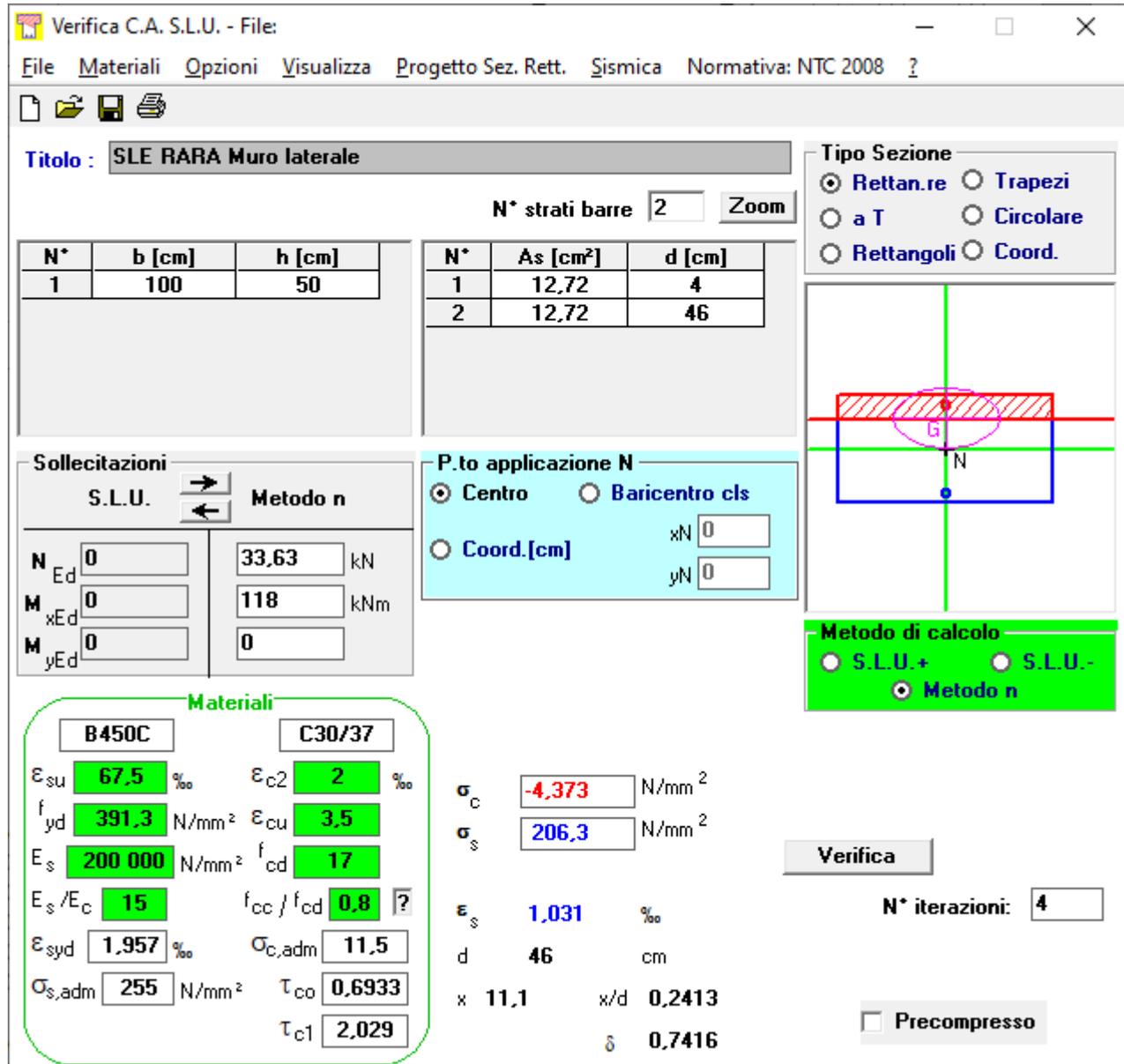
Indice di resistenza

$$I_R = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{159}{228,9} = 0,69$$

→ La sezione è verificata

7.2.3. Verifica a SLE RARA

Ai fini della verifica a flessione si considera una componente di compressione pari al peso proprio del muro considerata al valore caratteristico e pari a $N_{Ed} = 33,63$ KN/m



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

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

Titolo: SLE RARA Muro laterale

N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N*	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	4
2	12,72	46

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

Diagramma: Sezione rettangolare con barre d'acciaio e nucleo di calcestruzzo. La forza normale N è applicata al centro della sezione.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 33,63 kN
 M_{xEd} 0 118 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali:
 B450C C30/37
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

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

Verifica:
 N* iterazioni: 4
 Precompresso

Risultati:
 σ_c -4,373 N/mm²
 σ_s 206,3 N/mm²
 ε_s 1,031 ‰
 d 46 cm
 x 11,1 x/d 0,2413
 δ 0,7416

TENSIONI

Clc $\sigma_c = -4,37$ N/mm² < $-0,60 \cdot f_{ck} = -18,43$ N/mm² I_R = 0,24

Ferro $\sigma_s = 206,30$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360$ N/mm² I_R = 0,57

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

7.2.4. Verifica a SLE FREQUENTE

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

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

Titolo : **SLE FREQUENTE Muro laterale**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	4
2	12,72	46

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

Diagramma della sezione:

Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	33,63 kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	96 kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="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		C30/37	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/>
E_s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="17"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="11,5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0,6933"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2,029"/>

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

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

TENSIONI

 Cls $\sigma_c = -3,57 \text{ N/mm}^2$

 Ferro $\sigma_s = 165,50 \text{ N/mm}^2$

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018						Pagina 1
<u>Materiali</u>						
Calcestruzzo	C30/37	$f_{ck} =$	30,71	MPa	$R_{ck} =$	37 Mpa
	Classe di esposizione			XF2		
	Condizioni ambientali			Aggressive		Tab. 4.1.III
	Armatura			Poco sensibile		
Tab. 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			
Acciaio	B450C	$f_{yk} =$	450	Mpa		
Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018						
Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)						
Condizioni ambientali	Aggressive					
Armatura	Poco sensibile					
Combinazione	Quasi permanente			→	Ap. Fessure $W_d \leq W_1$	
Combinazione	Frequente			→	Ap. Fessure $W_d \leq W_2$	
Tab. 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_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018						
Combinazione quasi permanente						
<u>VERIFICA DA NON CONDURRE</u>						
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018						
Combinazione frequente						
<u>VERIFICA DA NON CONDURRE</u>						

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.6

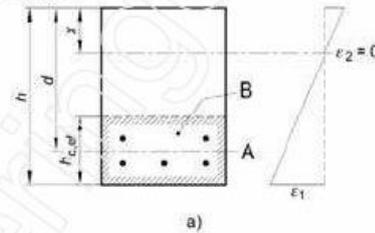
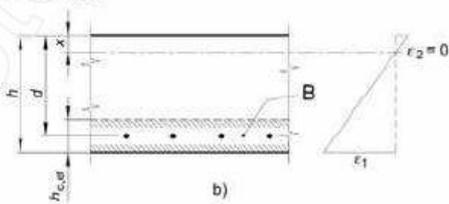
Combinazione frequente

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

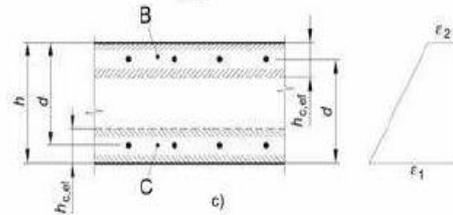
σ_s	165,5	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
durata del carico	breve		kt 0,6
larghezza sezione b	1 000	mm	
altezza sezione h	500	mm	
altezza utile d	460	mm	
asse neutro x	112,4	mm	
caso Fig. C4.1.9	b		
hc,ef	100,00	mm	

Legenda

- a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

c) Elemento in trazione

- B Area tesa efficace di estradosso, $A_{ct,eff}$
 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$



$A_{c,ef}$	100 000	mm ²
A_s	1 272	mm ²
ρ_{eff}	0,01	-
E_{cm}	33 019,43	MPa
E_s	210 000	MPa
α_e	6,36	-
f_{ctm}	2,94	MPa
ϵ_{sm}	0,0005	-

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro f_1	n_1	5	f_1	18	mm
numero di barre di diametro f_2	n_2	0	f_2	0	mm
diametro equivalente			f_{eq}	18,00	mm
ricoprimento dell'armatura c	40	mm			
barre	aderenza migliorata		k_1	0,8	
caso	flessione		k_2	0,5	
			k_3	3,4	
			k_4	0,425	
spaziatura tra i ferri d'armatura				200	mm
spaziatura limite $5(c+f/2)$				245,00	mm

Dsmax 376,50 mm

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):

$$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0,18 \text{ mm}$$

Valore limite di apertura della fessura:

$$w_2 = 0,30 \text{ mm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

7.2.5. Verifica a SLE QUASI PERMANENTE

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

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

Titolo : SLE QUASI PERMANENTE Muro laterale

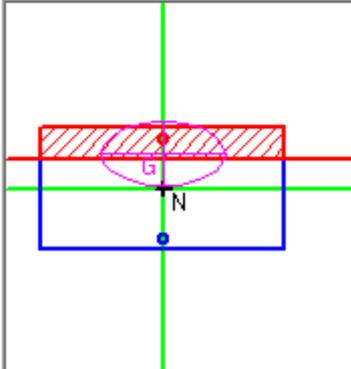
N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	4
2	12,72	46

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	33,63 kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	31 kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="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	C30/37
ε _{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3,5"/>
E _s <input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="17"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="11,5"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0,6933"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="2,029"/>

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²

ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

TENSIONI

Clas $\sigma_c = -1,17 \text{ N/mm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -13,82 \text{ N/mm}^2 \quad I_R = 0,08$

Ferro $\sigma_s = 45,23 \text{ N/mm}^2$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

VERIFICHE SLE SEZIONE IN C.A. SECONDO NTC 2018						Pagina 1
<u>Materiali</u>						
Calcestruzzo	C30/37	$f_{ck} =$	30,71	MPa	$R_{ck} =$	37 Mpa
	Classe di esposizione			XF2		
	Condizioni ambientali			Aggressive		Tab. 4.1.III
	Armatura			Poco sensibile		
Tab. 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			
Acciaio	B450C	$f_{yk} =$	450	Mpa		
Verifica dello stato limite di fessurazione par. 4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018						
Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV)						
Condizioni ambientali	Aggressive					
Armatura	Poco sensibile					
Combinazione	Quasi permanente			→	Ap. Fessure $w_d \leq w_1$	
Combinazione	Frequente			→	Ap. Fessure $w_d \leq w_2$	
Tab. 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_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
Stato limite di decompressione par. 4.1.2.2.4 a del D.M. 17/01/2018						
Combinazione quasi permanente						
<u>VERIFICA DA NON CONDURRE</u>						
Stato limite di formazione delle fessure par. 4.1.2.2.4 b del D.M. 17/01/2018						
Combinazione frequente						
<u>VERIFICA DA NON CONDURRE</u>						

Stato limite di apertura delle fessure par. 4.1.2.2.4.1 c del D.M. 14/01/2008

Circolare 02 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP. Par. C4.1.2.2.4.6

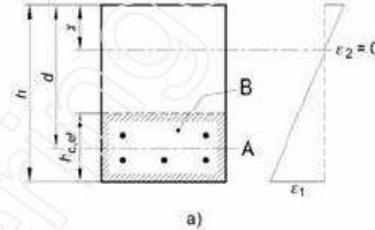
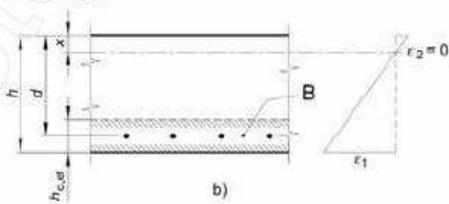
Combinazione quasi permanente

Calcolo della deformazione unitaria media delle barre d'armatura

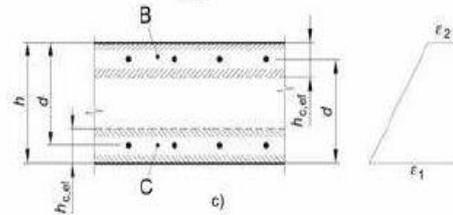
σ_s	45,2	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
durata del carico	breve		kt 0,6
larghezza sezione b	1 000	mm	
altezza sezione h	500	mm	
altezza utile d	460	mm	
asse neutro x	128,9	mm	
caso Fig. C4.1.9	b		
hc,ef	100,00	mm	

Legenda

- a) Trave
- A Livello del baricentro dell'acciaio
- B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$


b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

c) Elemento in trazione

- B Area tesa efficace di estradosso, $A_{ct,eff}$
- C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$



$A_{c,ef}$	100 000	mm ²
A_s	1 272	mm ²
ρ_{eff}	0,01	-
E_{cm}	33 019,43	MPa
E_s	210 000	MPa
α_e	6,36	-
f_{ctm}	2,94	MPa
ϵ_{sm}	0,0001	-

Calcolo dell'ampiezza massima tra le fessure

numero di barre di diametro f_1	n_1	5	f_1	18	mm
numero di barre di diametro f_2	n_2	0	f_2	0	mm
diametro equivalente			f_{eq}	18,00	mm
ricoprimento dell'armatura c	40	mm			
barre	aderenza migliorata		k_1	0,8	
caso	flessione		k_2	0,5	
			k_3	3,4	
			k_4	0,425	
spaziatura tra i ferri d'armatura				200	mm
spaziatura limite $5(c+f/2)$				245,00	mm
Dsmax	376,50	mm			

Valore di calcolo dell'apertura di fessura (C4.1.15):

$$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max} = 0,05 \text{ mm}$$

Valore limite di apertura della fessura:

$$w_1 = 0,20 \text{ mm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

8. MICROPALI

8.1. VERIFICHE DI STABILITÀ

VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (kN)	<i>M_{rib}</i> (kNm)	<i>M_{stab}</i> (kNm)	η	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	SL
Combinazione 1	2 432	-676	3 219	4,76	1,05	-0,32	SLU GEO
Combinazione 2	3 150	-830	3 686	4,44	0,91	-0,18	
Combinazione 3	3 150	-830	3 686	4,44	0,91	-0,18	
Combinazione 4	2 971	-1 177	3 569	3,03	0,81	-0,08	
Combinazione 5	2 971	-1 177	3 569	3,03	0,81	-0,08	
Combinazione 6	2 971	-657	4 089	6,23	1,16	-0,43	
Combinazione 7	2 971	-657	4 089	6,23	1,16	-0,43	
Combinazione 8	2 971	-792	3 569	4,51	0,93	-0,21	
Combinazione 9	2 971	-792	3 569	4,51	0,93	-0,21	
Combinazione 10	3 138	-807	4 240	5,26	1,09	-0,37	SLU STR
Combinazione 11	3 980	-988	4 788	4,85	0,95	-0,23	
Combinazione 12	3 980	-988	4 788	4,85	0,95	-0,23	
Combinazione 13	3 770	-1 394	4 651	3,34	0,86	-0,14	
Combinazione 14	3 770	-1 394	4 651	3,34	0,86	-0,14	
Combinazione 15	3 770	-760	5 285	6,96	1,20	-0,48	
Combinazione 16	3 770	-760	5 285	6,96	1,20	-0,48	
Combinazione 17	3 770	-943	4 651	4,93	0,98	-0,26	
Combinazione 18	3 770	-943	4 651	4,93	0,98	-0,26	
Comb SLE 1	2 260	-551	3 095	5,61	1,13	-0,40	SLE
Comb SLE 2	2 885	-685	3 365	4,91	0,93	-0,21	
Comb SLE 3	2 885	-685	3 365	4,91	0,93	-0,21	
Comb SLE 4	2 729	-986	2 929	2,97	0,71	0,01	
Comb SLE 5	2 729	-986	2 929	2,97	0,71	0,01	
Comb SLE 6	2 729	-317	3 598	11,34	1,20	-0,48	
Comb SLE 7	2 729	-317	3 598	11,34	1,20	-0,48	
Comb SLE 8 - F	2 729	-652	3 264	5,01	0,96	-0,23	
Comb SLE 9 - F	2 729	-652	3 264	5,01	0,96	-0,23	
Comb SLE 10 - F	2 385	-829	2 790	3,37	0,82	-0,10	
Comb SLE 11 - F	2 385	-327	3 292	10,06	1,24	-0,52	
Comb SLE 12 - QP	2 385	-578	3 041	5,26	1,03	-0,31	
Comb SLE 13 - QP	2 385	-578	3 041	5,26	1,03	-0,31	

8.2. CALCOLO DELLE AZIONI SUI MICROPALI

		AZIONI SUI PALI NTC 2018																													
		P_{max} (kN)	P_{min} (kN)	T (kN)	P_1 (kN)	P_2 (kN)	P_3 (kN)	P_4 (kN)	P_5 (kN)	P_6 (kN)	P_7 (kN)	P_8 (kN)	P_9 (kN)	P_{10} (kN)	P_{11} (kN)	P_{12} (kN)	P_{13} (kN)	P_{14} (kN)	P_{15} (kN)	P_{16} (kN)	P_{17} (kN)	P_{18} (kN)	P_{19} (kN)	P_{20} (kN)	P_{21} (kN)	P_{22} (kN)	P_{23} (kN)	P_{24} (kN)			
	SLU GEO	148	55	20	57	57	57	57	57	56	56	56	56	55	55	55	148	148	147	147	147	147	147	146	146	146	146	145	145		
	SLU STR	179	84	32	112	110	107	104	102	98	97	94	92	89	86	84	179	176	174	171	168	166	165	164	164	164	163	162	162	161	
	SLU STR	168	96	32	101	101	100	99	99	98	98	97	96	96	95	95	168	167	167	166	166	166	165	164	164	163	162	162	161		
	SLU STR	143	105	40	114	113	113	112	111	110	109	108	107	107	106	105	143	142	141	140	139	139	138	138	138	137	136	135	134	133	
	SLU STR	141	106	40	113	112	112	111	111	110	109	109	108	107	107	106	141	141	140	139	139	139	138	138	138	137	136	136	135	135	
	SLU STR	201	46	11	53	53	52	51	51	50	50	49	48	48	47	46	201	201	200	199	199	199	198	197	197	196	196	195	194	194	
	SLU STR	201	46	11	53	53	52	51	51	50	50	49	48	48	47	46	201	200	200	199	199	199	198	197	197	196	196	195	194	194	
	SLU STR	172	76	29	99	97	95	93	91	89	86	84	82	80	78	76	172	169	167	165	163	161	160	159	157	155	153	151	149	149	
	SLU STR	163	84	29	91	90	90	89	88	88	87	87	86	85	85	84	163	163	162	162	161	161	160	160	159	159	159	158	157	157	
	SLU STR	199	62	24	65	65	65	64	64	64	64	63	63	63	62	62	199	199	199	198	198	198	198	198	197	197	197	197	196	196	
	SLU STR	236	96	38	129	126	123	120	117	114	114	111	108	105	102	99	236	233	230	227	224	224	220	217	214	211	208	205	202	202	
	SLU STR	223	109	38	117	116	115	114	114	113	113	112	111	110	109	109	223	222	221	221	220	220	219	219	218	217	216	216	215	215	
	SLU STR	201	113	47	140	137	135	133	130	128	128	125	123	120	118	115	201	199	196	194	191	189	189	187	184	182	179	177	174	174	
	SLU STR	192	122	47	130	130	129	128	127	127	126	125	125	124	123	122	192	191	190	190	189	188	187	187	187	186	185	185	184	184	
	SLU STR	265	50	12	57	57	56	55	55	54	53	52	52	51	50	50	265	264	263	262	262	261	261	260	260	259	258	257	257	257	
	SLU STR	265	50	12	57	57	56	55	55	54	53	52	52	51	50	50	265	264	263	262	262	261	261	260	260	259	258	257	257	257	
	SLU STR	227	87	34	114	111	109	107	104	102	101	100	99	94	92	89	227	225	222	220	217	215	214	213	213	212	210	208	205	203	200
	SLU STR	218	97	34	104	104	103	102	102	101	100	99	99	98	98	97	218	217	216	215	215	215	214	213	213	212	210	208	205	203	200
	SLU STR	147	41	16	43	43	42	42	42	42	42	42	41	41	41	41	147	147	147	147	147	147	146	146	146	146	146	146	146	146	
	SLU STR	166	74	27	98	96	94	91	89	87	85	83	81	78	76	74	166	164	162	160	158	156	153	151	149	147	145	142	142	142	
	SLU STR	157	83	27	89	88	88	87	87	86	86	85	85	84	84	83	157	157	156	156	155	155	154	154	154	153	153	152	152	152	
	SLU STR	125	102	33	125	123	121	120	118	116	114	113	111	109	107	106	122	120	118	116	115	113	111	111	109	108	106	104	102	102	
	SLU STR	118	109	33	118	117	117	117	116	116	115	115	114	114	113	113	115	114	114	113	113	112	112	112	111	111	110	110	109	109	
	SLU STR	192	36	15	41	41	40	40	39	39	38	38	37	37	36	36	192	191	191	190	190	189	189	188	188	188	187	187	186	186	186
	SLU STR	192	36	15	41	41	40	40	39	39	38	38	37	37	36	36	192	191	191	190	190	189	189	188	188	188	187	187	186	186	186
	SLU STR	158	69	24	85	83	82	80	79	78	76	75	73	72	70	69	158	157	156	154	153	151	150	148	147	145	144	144	143	143	
	SLU STR	151	76	24	78	78	77	77	77	77	77	77	76	76	76	76	151	151	151	151	151	151	150	150	150	150	150	150	150	150	
	SLU STR	116	83	25	88	88	87	87	86	86	85	85	84	84	83	83	116	115	115	114	114	113	113	112	112	111	111	111	110	110	
	SLU STR	173	25	11	31	30	30	29	29	28	28	27	27	26	26	25	173	173	172	172	171	171	170	170	169	169	168	168	168	168	
	SLU STR	146	52	18	61	61	60	59	58	57	56	56	55	54	53	52	146	146	145	144	143	142	141	141	140	139	138	137	137	137	
	SLU STR	146	52	18	61	61	60	59	58	57	56	56	55	54	53	52	146	146	145	144	143	142	141	141	140	139	138	137	137	137	

8.3. VERIFICA MICROPALI

8.3.1. Verifica della capacità portante

La portata totale limite di micropali iniettati a pressione (semplice e/o ripetuta) è definita dalla seguente espressione, utilizzando il metodo di Bustamante e Doix:

$$Q_{lim} = Q_l + Q_p$$

essendo:

$$Q_l = \pi \cdot D \cdot \sum l_i \cdot \alpha_i \cdot \tau_{lim,i} \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

$$Q_u = N_q \cdot A_q \cdot \sigma_{VI}^i \quad \text{portata ultima di base}$$

Dove:

D = diametro punta di perforazione

l_i = lunghezza i-esima della formazione di terreno

α_i = rapporto tra diametro reso del bulbo e diametro di perforazione

$\tau_{lim,i}$ = attrito laterale ultimo terreno-micropalo

N_q = coeff. di capacità portante (Berezantzev)

A_q = area di base

σ_{VI} = tensione litostatica alla base

Il carico limite di punta Q_p può anche essere determinato in funzione della portata laterale, e precisamente pari al 15% del carico ultimo laterale; inoltre qualora il tratto iniettato raggiunga la superficie del terreno è opportuno trascurare almeno 4 mt di lunghezza nella determinazione della portata limite.

La determinazione della resistenza per attrito laterale viene determinato partendo dai valori caratteristici, desunti dall'abaco di seguito riportato.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici tramite coefficienti parziali γ_R :

γ_{R1} = coefficienti per la portata di base e laterale definito per l'approccio 1 – combinazione 1 definita al punto 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2008": $\gamma_b = 1,00$; $\gamma_l = 1,00$.

γ_{R2} = coefficienti per la portata di base e laterale definito per l'approccio 1 – combinazione 2 definita al punto 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2008": $\gamma_b = 1,60$; $\gamma_l = 1,45$.

FATTORE DI CORRELAZIONE

Il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,70.

PORTATA DI PALI IN GRUPPO

Poiché i micropali sono posti ad interasse maggiore di 3 diametri non si effettua la riduzione di portata per pali in gruppo.

Per i parametri del terreno facciamo riferimento al documento “05.03.01_P017_D_OMG_RT_001_A - Viadotto Verduno - Relazione tecnica e di calcolo” nel quale vengono forniti i valori dell’angolo di attrito ϕ per i terreni sabbiosi e della coesione non drenata c_u per i terreni limosi-argillosi.

Da questi parametri meccanici si ricavano i valori del parametro NSPT mediante correlazioni geotecniche.

Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONALE RAILWAY - Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.

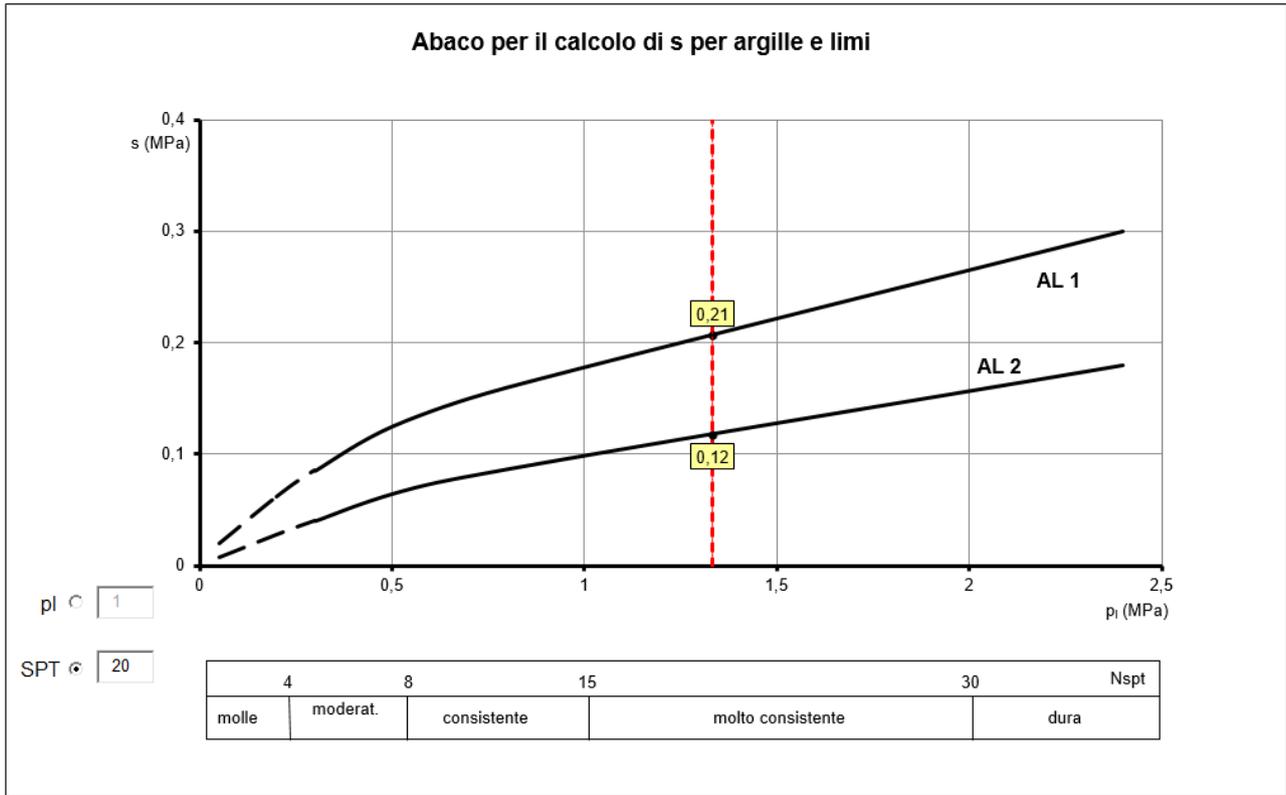
$$\phi' = 0.3N_{spt} + 27$$

Terzaghi-Peck (1948). C_u min-max (in kg/cm²).

0 ÷ 2	0.00 ÷ 0.15
2 ÷ 4	0.15 ÷ 0.25
4 ÷ 8	0.25 ÷ 0.50
8 ÷ 15	0.50 ÷ 1.00
15 ÷ 30	1.00 ÷ 2.00
> 30	> 2.00

Per i diversi strati, una volta noto il valore di NSPT, entrando con tali parametri nell’abaco per il calcolo della resistenza laterale s valido per sabbie e ghiaie o limi e argille e facendo riferimento alla curva AL2 (micropali non valvolati) si determina il valore di s .

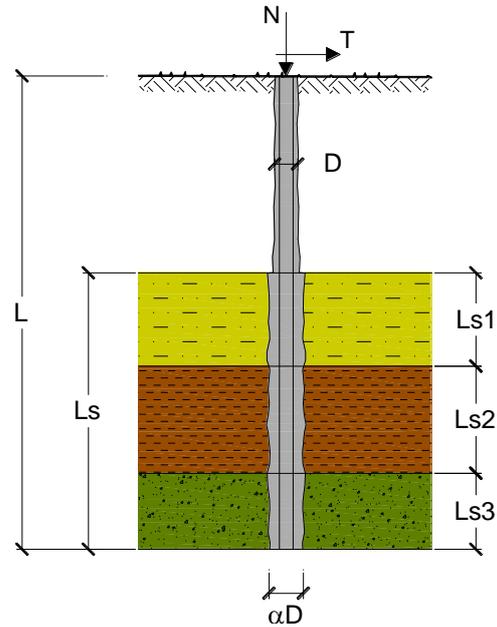
Si ricava NSPT = 20. Entrando nell’abaco AL2 si trova $s = 0,12$.



CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO
OPERA: Spalla STR

DATI DI INPUT:
Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	236,00	0,00	236,00
T (kN)	47,00	0,00	47,00



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,00	1,00

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>							
γ_{s1}	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	2,40
γ_{s4}	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	2,40

Caratteristiche del micropalo:

 Diametro di perforazione del micropalo (D): **0,16 (m)**

 Lunghezza del micropalo (L): **10,00 (m)**

Armatura:

<input type="radio"/> IPE	<input type="radio"/> INP	<input type="radio"/> HEA	<input type="radio"/> HEB	<input type="radio"/> HEM	<input checked="" type="radio"/> Tubi	<input type="radio"/> ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø168,3 x 8,0	

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4029 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1,297E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 154 162 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 20,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA
Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is _i (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
Argilla	7,00	1,40	0,22	0,120	0,120	0,071	341,20
			0,00			0,000	0,00
			0,00			0,000	0,00

L_s = 7,00 (m) QI = 341,20 (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

% Punta 15% Qp = 51,18 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALLO
COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

Qlim = 392,38 (kN)

Fs = 1,66

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

 Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 3,37 (N/mm²)
 $Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)
 $Pk = 6056,37$ (MN) $\eta = 25,66$
VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

 Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

 $b = 0,733$ (1/m)

Momento Massimo (M):

 $M = 32,07$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

 $\sigma_{max} = 266,64$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -149,48$ (N/mm²)
 $\tau = 23,33$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

 $\sigma_{id} = 269,68$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**