

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

FABBRICATI VIAGGIATORI

Stazione di Pontecagnano

Relazione di calcolo rampa scale

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

NN1X 10 D 78 CL FV0300 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Sett-2020	G.Romano	Sett-2020	M.D'Avino	Sett-2020	D.Tiberti
B	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.D'Avino	Ott-2020	
C	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Dic-2020	G.Romano	Dic-2020	M.D'Avino	Dic-2020	

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Geniale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Paolo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10878

NN1X.1.0.D.78.CL.FV.03.0.0.001.C

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
3. PROGETTO NUOVI VANI SCALE.....	6
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA	7
3.3. MATERIALI.....	7
3.4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	8
3.5. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	9
4. SEZIONE 1: SEZIONE A "U"	11
4.1. GEOMETRIA	11
4.2. MODELLAZIONE ADOTTATA	11
4.3. ANALISI DEI CARICHI	13
4.4. COMBINAZIONI DI CARICO	21
4.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	26
4.5.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	26
4.5.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	30
4.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE	33
4.7. ARMATURE DI RIPARTIZIONE	37
4.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE	40
5. SEZIONE 2 - SEZIONE SCATOLARE	41
5.1. GEOMETRIA	41
5.2. MODELLAZIONE ADOTTATA	41
5.3. ANALISI DEI CARICHI	43
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO	53
5.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	58
5.5.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	58

5.5.2.	<i>INVILUPPO SLE (RARA)</i>	62
5.6.	VERIFICHE SLU/SLV/SLE	65
5.7.	ARMATURE DI RIPARTIZIONE	71
5.8.	RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE	74
6.	SCALA.....	75
6.1.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA	76

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, dei muri di sostegno dei vani scale previsti nella stazione di Pontecagnano lungo la linea metropolitana “Salerno - Pontecagnano aeroporto” alla progressiva 4+150.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all’opera.

Si riportano di seguito una sezione longitudinale, una trasversale e uno stralcio planimetrico dello stato di progetto della stazione:

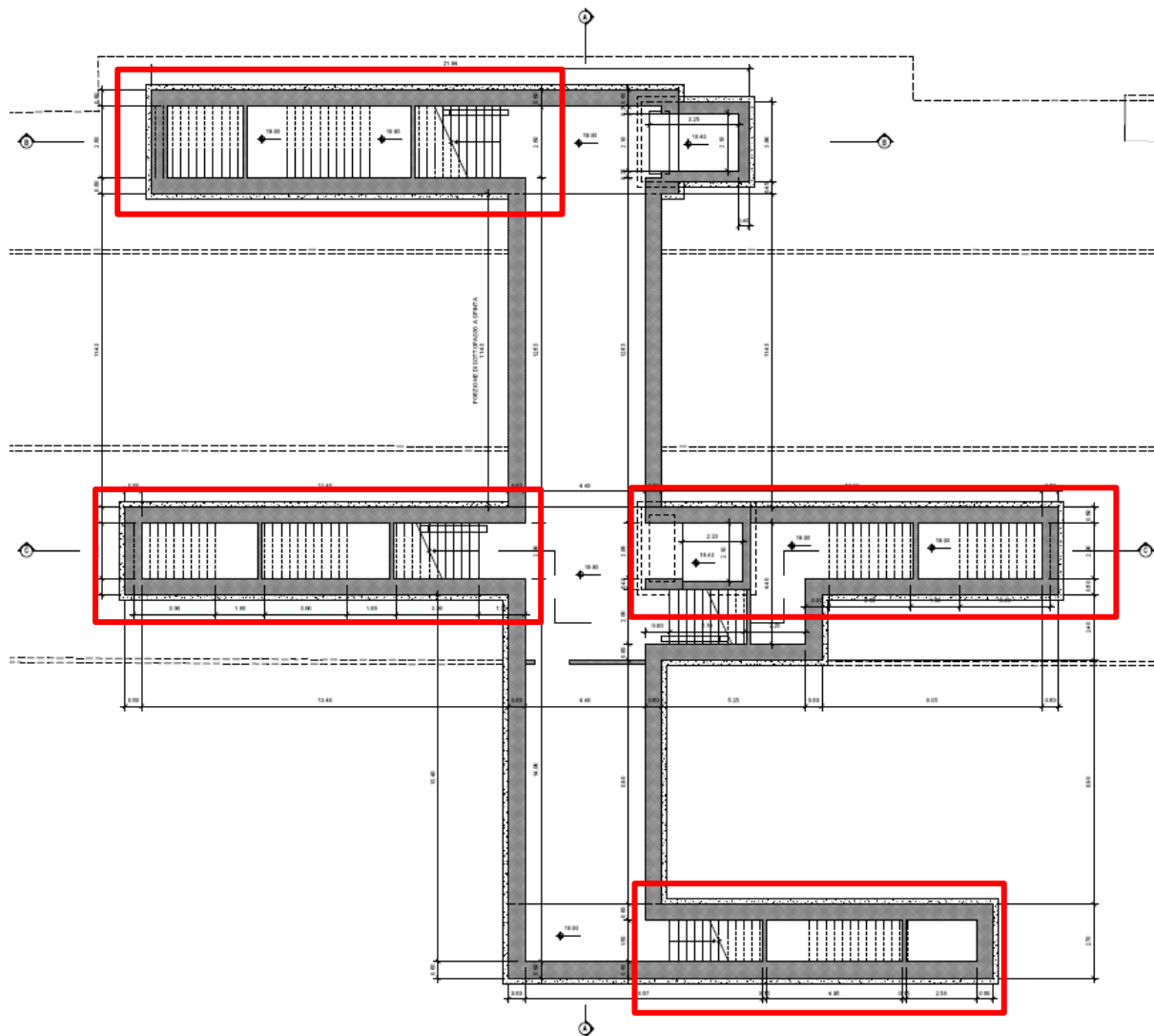


Figura 1a. Planimetria dell’opera con individuazione del sottopasso

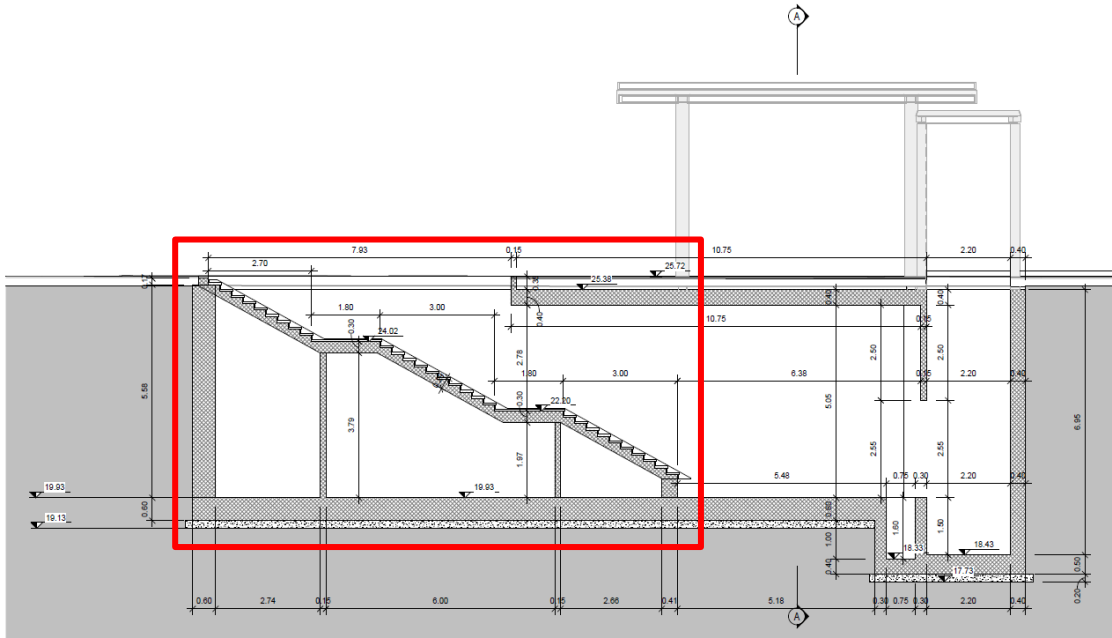


Figura 1b. Sezione longitudinale dell'opera con individuazione di uno dei vani scale

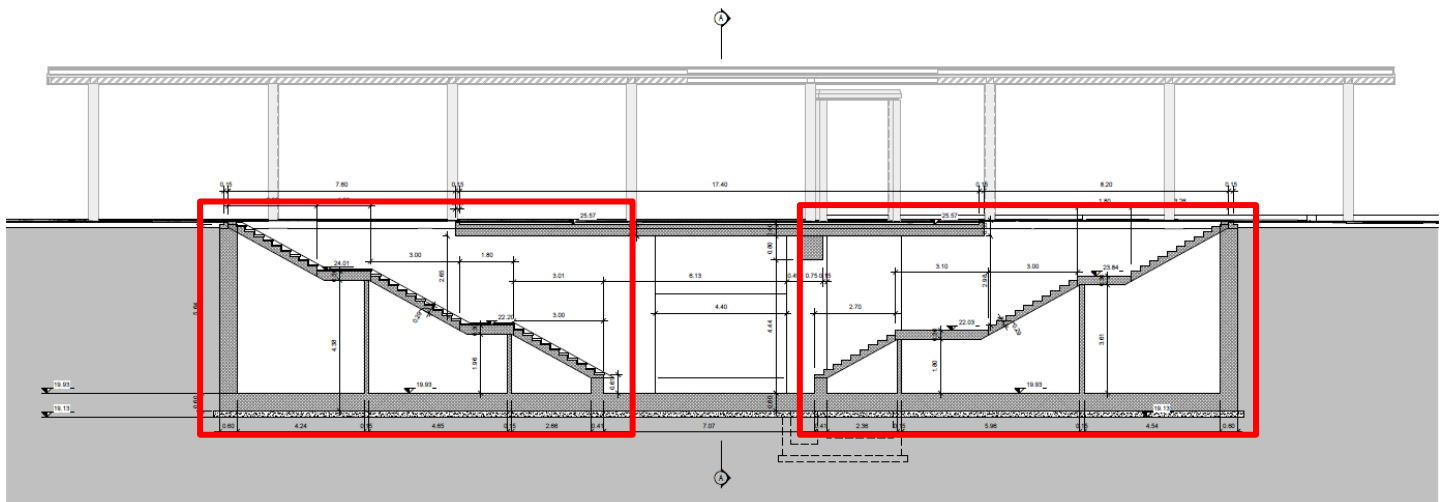


Figura 1c. Sezione longitudinale dell'opera con individuazione dei restanti vani scale

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito del progetto di ammodernamento della stazione di Pontecagnano è prevista la realizzazione di quattro vani scale per consentire il raggiungimento del piano dei binario dai sottopassi realizzati al di sotto della linea ferroviaria esistente. Nel seguito si riportano i calcoli necessari al dimensionamento delle strutture che costituiscono tali vani; nello specifico, a favore di sicurezza, si è dimensionata la situazione più gravosa, ovvero il vano avente luce maggiore. Inoltre, vista la geometria di tali strutture, si è scelto di dimensionare due sezioni notevoli, una sezione a U in corrispondenza delle parti aperte in sommità (sezione 1 in Figura 2) e una sezione SCATOLARE in corrispondenza delle parti chiuse (sezione 2 in Figura 2). Infine si è effettuato il dimensionamento e la verifica dell'armatura delle scale.

L'opera ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con muri di spessore S_p , soletta inferiore di spessore S_f e, ove presente, soletta superiore di spessore S_s . Nel seguito, per entrambe le sezioni notevoli, verrà esaminata una striscia avente lunghezza 1.00 m.:

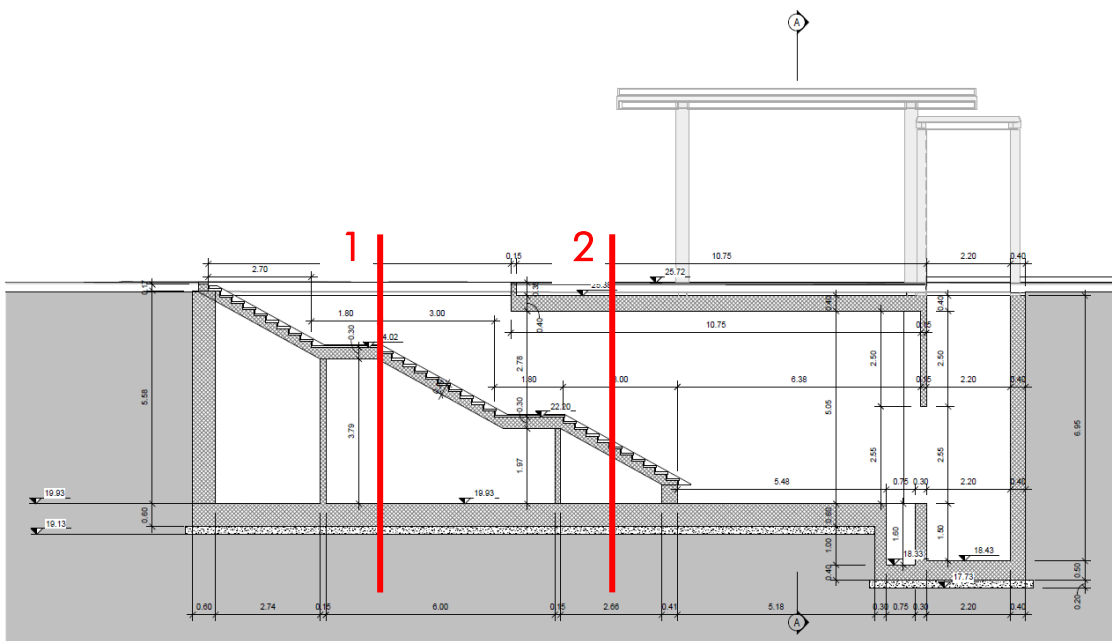


Figura 2. Individuazione sezione dimensionate

3. PROGETTO NUOVI VANI SCALE

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione delle strutture in oggetto nel rispetto della norma attualmente vigente NTC18.

3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto delle normativa NTC18 attualmente vigente.. In particolare si è fatto riferimento:

- L. n. 64 del 2/2/1974 - Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- L. n. 1086 del 5/11/1971 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- L. n. 1086 del 5/11/1971 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario ;
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- EN 1992-1-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules of building;
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili;
- EC08 Eurocodice 8;
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- RFI DTC SI MA IFS 001 D Manuale di progettazione delle Opere Civili
- Eurocodici EN 1991-2:2003/AC:2010 Eurocodice 1 – Parte 2

3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

Unità di misura principali

- N (Newton) unità di forza
- m (metro) unità di lunghezza
- kg (kilogrammo) unità di massa
- s (secondo) unità di tempo

Unità di misura derivate da N

- (kiloNewton) 10^3 N

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ (sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm ²)
ε (epsilon)	deformazione	(m/m) -
ϕ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

3.3. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo **C30/37** le cui caratteristiche principali sono:

- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
- $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
- $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, dove :
- $\gamma_m = 1.5$;
- $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$.

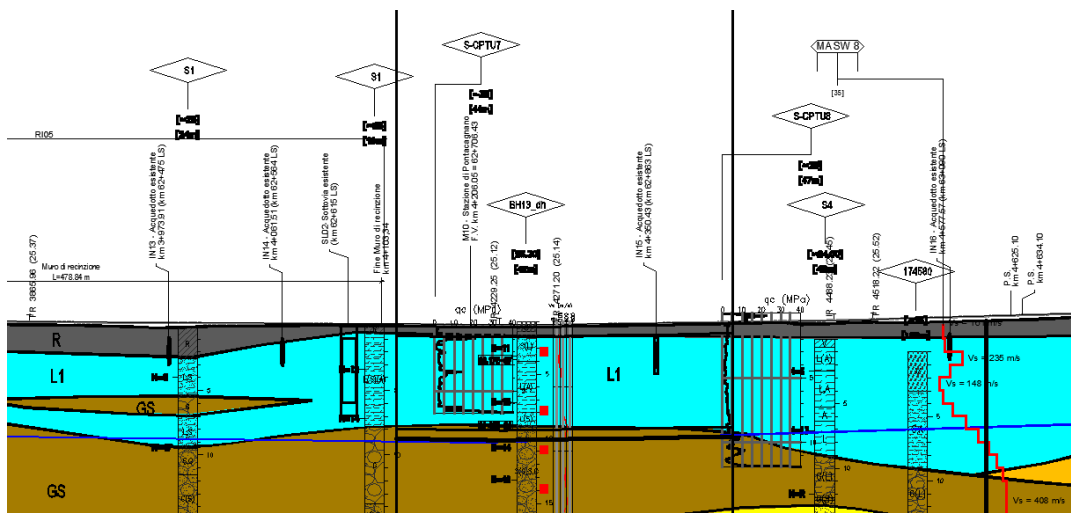
- Modulo elastico: $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$.
- Tolleranza di posa del copriferro = **10 mm**;
- Classe di esposizione **XA1**
- Copriferro = **40 mm**
- Condizioni ambientali: **aggressive**
- Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Acciaio da cemento armato normale **B450C** controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove:
- $\gamma_s = 1.15$
- $f_{yd} = 391 \text{ Nmm}^2$
- Allungamento $D1 > 12\%$
- Modulo di elasticità: $E_s = 206000 \text{ Nmm}^2$
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\varphi$

3.4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito la stratigrafia in corrispondenza della zona di riferimento:



VANI SCALA Relazione di calcolo rampa scale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	10	D 78	CL FV0300 001	C	9 di 77

Per l'inquadramento geotecnico si fa riferimento alla relazione geotecnica, della quale si riportano i parametri geotecnici del terreno di fondazione, del rinterro e del rinfiacco.

Lo strato significativo del profilo geotecnico è l'unità
 la cui descrizione nella relazione geotecnica è:

1) L1

Limo scarsa consistenza

Peso specifico terreno	γ_t	18.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	25.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	2.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	70.0 kN/m ²

I parametri geotecnici del rinterro e del terreno di rinfiacco sono i seguenti:

Peso specifico rinterro	FERROVIARIO	γ_t	20.0 kN/m ³	
angolo di attrito rinterro		ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione rinterro		c_u	0.0 kN/m ²	
Peso specifico terreno di rinfiacco		γ_t	18.0 kN/m ³	
angolo di attrito terreno di rinfiacco		ϕ'	25.0 [°]	0.436 [rad]
coesione terreno di rinfiacco		c_u	0.0 kN/m ²	

FALDA

Quota falda dal p.c.	q_w	8.50 m
Peso specifico	γ_w	10.00 kN/m ³

3.5. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_v0) \cdot (1 - \nu^2) / E'_{op}$$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

$$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \text{ rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$ct = 2 + 0.0089 (L / B) \text{ rettangolare con } L / B > 10$$

- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_v0 = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E'_{op} = modulo elastico operativo del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo k_w è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

$$\bullet k_w = E'_{op} / [(1-\nu^2) \cdot B \cdot ct]$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E'_{op} il valore minimo tra quelli indicati per l'Unità Geotecnica in esame ed una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaborante nella diffusione dei carichi:

Unità stratigrafica	1) L1
Descrizione unità stratigrafica	Limo scarsa consistenza
Modulo elastico medio terreno	E'_{op} 17000 kN/m ² <i>(il minore tra i valori proposti)</i>
Coefficiente di Poisson medio terreno	ν 0.3
Lato minore della fondazione	B 3.8 m
Lato maggiore della fondazione	L 13.0 m
Rapporto dei lati	L/B 3.4
Coefficiente adimensionale	ct 1.510
Costante di sottofondo	K_w 3256 kN/m ³

4. SEZIONE 1: SEZIONE A “U”

4.1. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2.60 m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	Hint	5.95 m	<i>altezza interna scatolare</i>
Spessore piedritti	Sp	0.60 m	<i>(consigliato: Sp = Ss)</i>
Spessore fondazione	Sf	0.60 m	<i>(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)</i>
Larghezza totale	Ltot	3.80 m	<i>Lint+2xSPp</i>
Altezza totale	Htot	6.55 m	<i>Hint+SPs+SPf</i>

4.2. MODELLAZIONE ADOTTATA

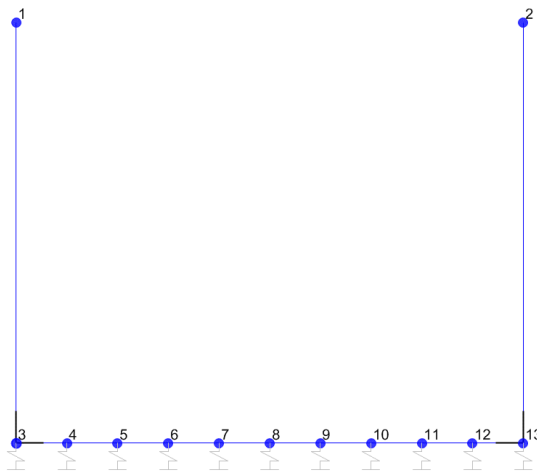
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

<i>asta</i>	<i>base</i>	<i>altezza</i>	<i>descrizione</i>
Asta 1	100 cm	60 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	60 cm	(Piedritti)

Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:

Linterasse	3.20 m
Hinterasse	6.25 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



Nodo	X	Z
1	0.000	6.250
2	3.200	6.250
3	0.000	0.000
4	0.320	0.000
5	0.640	0.000
6	0.960	0.000
7	1.280	0.000
8	1.600	0.000
9	1.920	0.000
10	2.240	0.000
11	2.560	0.000
12	2.880	0.000
13	3.200	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

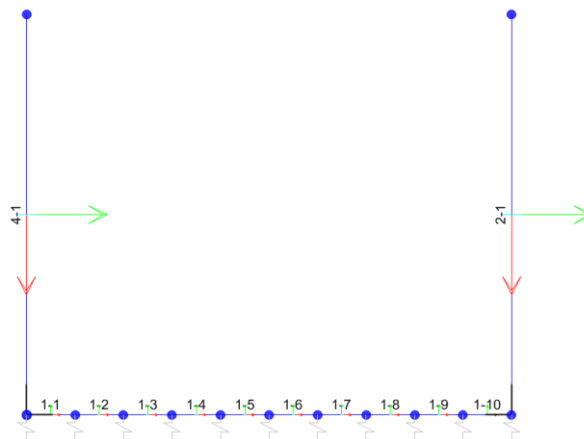


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

Rigidità molle nodali SAP

ks		3256 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.320 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	1042 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.320 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	1563 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.460 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	2996 kN/m

4.3. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P_p	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso fondazione	P_{sf}	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	ϕ'	25.0 [°]	0.436 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.406	$(1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.577	$(1 - \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	2.464	$(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$
Pressione asse soletta superiore	P_2	0.00 kN/m ²	$Z=0$
Pressione asse soletta inferiore	P_3	64.96 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$
Pressione intradosso soletta inferiore	P_4	68.07 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F_2	19.95 kN/m	$(P_3 + P_4) / 2 \times S_f / 2$

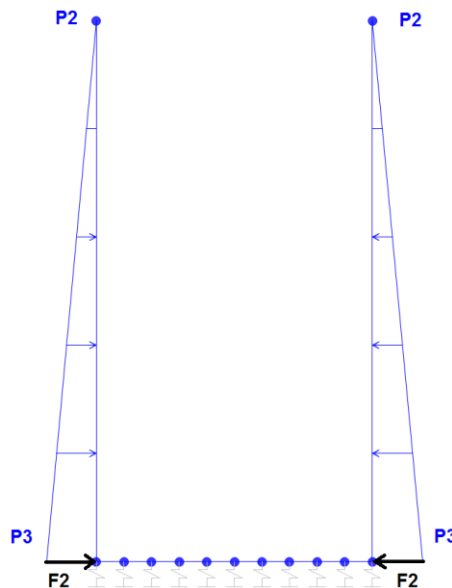


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

Il carico concentrato nel nodo 3 (per la SPTSX) oppure 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

Il carico del treno di riferimento è il più gravoso tra LM71 e SW/2.

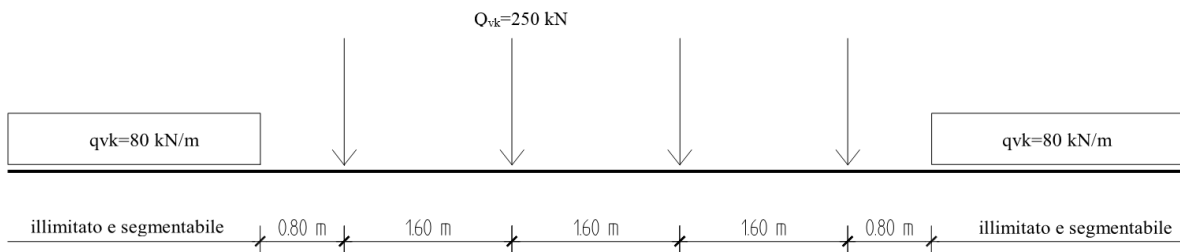


Figura 7. Treno LM71

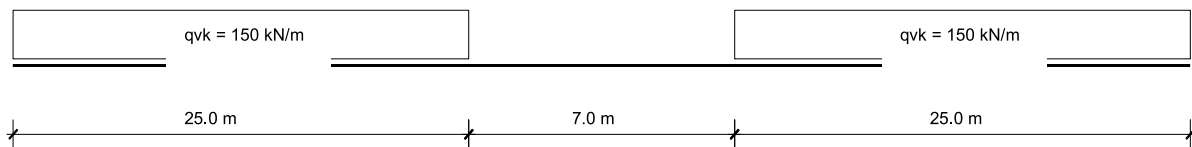


Figura 8. Treno SW/2

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno SW/2 rispetto al carico dovuto al treno LM 71. Nei calcoli pertanto sarà utilizzato il valore del SW2.

CARICO TRENO (ACCMSW/02)

Carico distribuito per treno SW/2	q	150.00 kN/m
Larghezza di diffusione del carico	Ld	3.50 m
Carico distribuito per treno SW/2 diffuso	qv	42.86 kN/m ²

Inoltre si considera il carico accidentale dovuto alla presenza di persone sui marciapiedi così come prescritto nelle NTC2018 §5.2.2.2.2

CARICO FOLLA (ACCMQ)

Carico manutenzione	q'	10.00 kN/m ²
---------------------	----	-------------------------

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSXSW/02)

Carico distrib treno SW/2 su piedritto sx SQ1 24.74 kN/m² $q_n \times K_o$
 spinta semispessore soletta inferiore Fq1inf 7.42 kN/m $SPQ1 \times SPi / 2$

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSXQ)

Carico distrib treno SW/2 su piedritto sx SQ1 5.77 kN/m² $q_n \times K_o$
 spinta semispessore soletta inferiore Fq1inf 1.73 kN/m $SPQ1 \times SPi / 2$

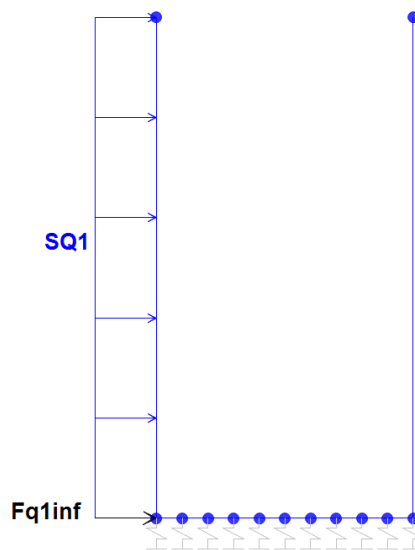


Figura 9. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

Come visibile in figura 9 il carico accidentale verrà applicato su uno solo dei due muri laterali.

CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

$k_h = a_{max} / g$

$k_v = \pm 0,5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale V_N ed una classe d'uso C_U ; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U$.

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari ad a_g , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima per la determinazione delle forze di inerzia può essere valutata con la relazione:

$a_{max} = S * a_g = S_s * S_t * a_g$

*Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,..) sono pari alle masse moltiplicate per k_h e k_v ove: $k_h = \beta M x S x a_g / g$ e $k_v = k_h / 2$. Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, $\beta M = 1$.*

vita nominale	V_N	75 anni
classe d'uso	CL	III
coefficiente d'uso	C_U	1.50
vita di riferimento = $C_U * V_N$	V_R	112.5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%
periodo di ritorno del sisma	T_R	1068 anni

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine

40.64035

Longitudine

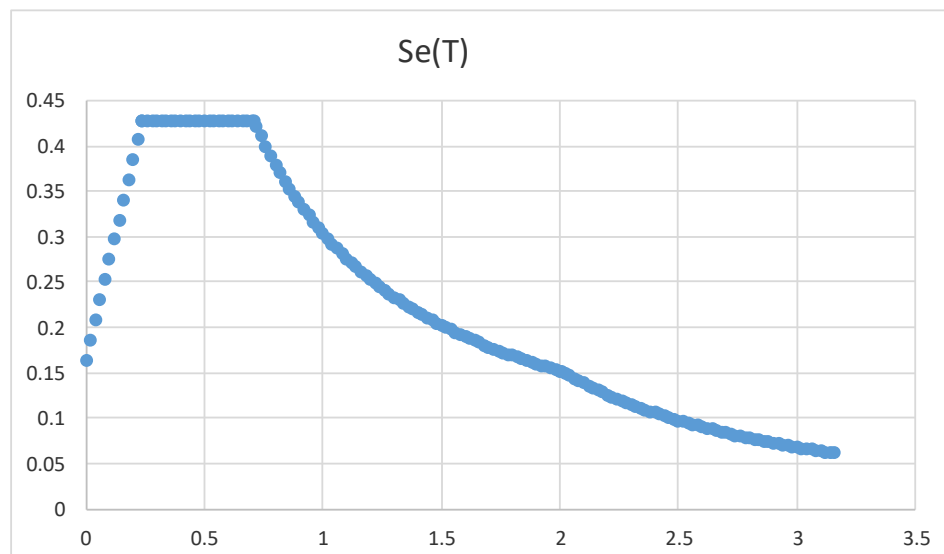
14.87364

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.102 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.616 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.449
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S _T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per ξ <> 5%	η	1.000

Tab.3.2.V	S _S	C _C	S _S	C _C
A	1.00	1.00		
B	1.20	1.29		
C	1.50	1.37		
D	1.80	1.87		
E	1.60	1.58	1.60	1.58

coefficiente amplificazione stratigrafica	S _S	1.600
coefficiente di amplificazione	S	1.600
coefficiente categoria sottosuolo	C _C	1.584
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T _c / 3	T _B	0.237 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C _c * T*c	T _C	0.711 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T _D	2.008 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g	ago,max	0.163 g

SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV


Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo struttura

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito

 β
1.000
 $a_o = k_h = a_{go,max} = S \times a_g / g$
valore PGA \times scatolare
 $a_o = k_h$
0.1632 g
 $a_v = k_v = k_h / 2$
valore PGA \times scatolare
 $a_v = k_v$
0.0816 g
Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

%

20%

Forza orizzontale su singolo piedritto

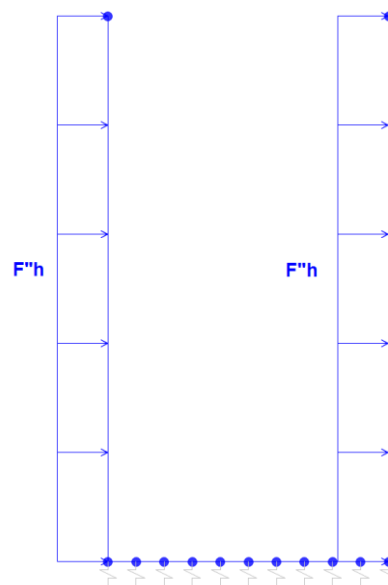
 F''_h
2.45 kN/m² $P_p \times k_b$


Figura 10. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSPDX e SPSSX)

Forza distribuita sul piedritti dx

 qW_{dx}
19.24 kN/m²
 $(\gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$

Forza distribuita sul piedritti sx

 qW_{sx}
22.27 kN/m²
 $(\%o_{qv} + q' + \gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$

 Forza concentrata nodo inferiore piedritto dx QW_{dxinf}
5.77 kN

 $qW \times S_f / 2$

 Forza concentrata nodo inferiore piedritto sx QW_{sxinf}
6.68 kN

 $qW \times S_f / 2$

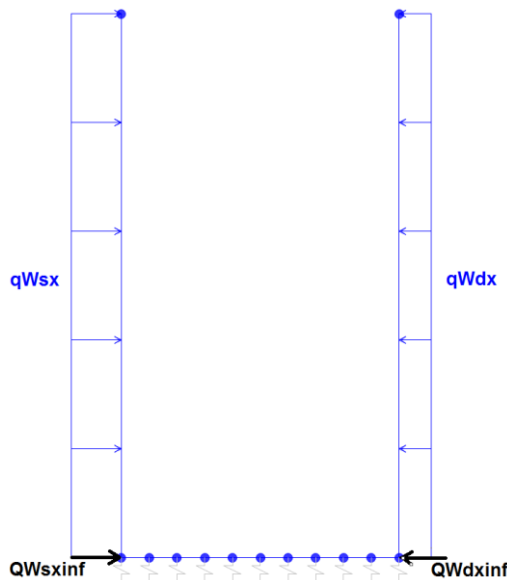


Figura 11. Condizione di carico SPSSX e SPSSX da SAP2000

Come visibile in Figura 11 il carico sismico calcolato in accordo con la teoria di Wood risulta non simmetrico, tale aspetto è dovuto alla presenza del sovraccarico su un solo lato del vano scala.

4.3.1. Reazioni scarichi della pensilina

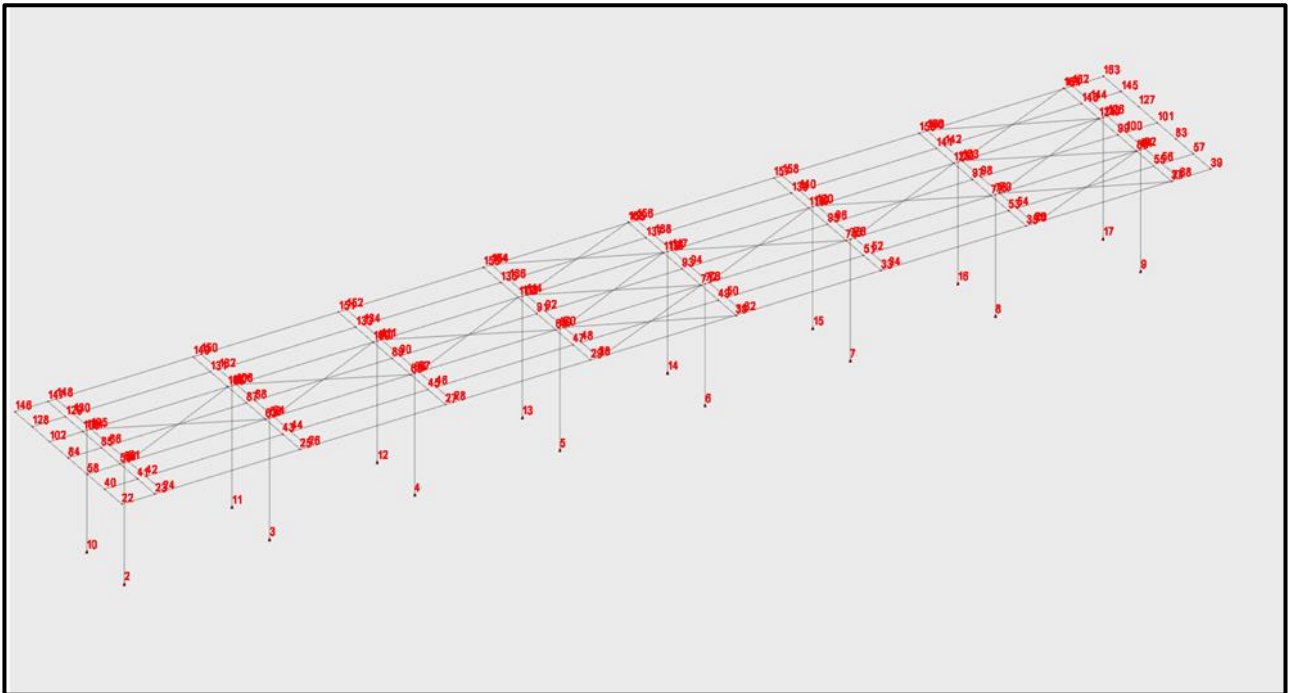
Al modello dei muri sono stati applicati, inoltre, anche gli scarichi delle pensiline che poggiano su di essi, tali valori sono stati dedotti dalle relative relazioni di calcolo e vengono nel seguito riportati per ognuna delle condizioni di carico considerate. I valori riportati in tabella riguardano solo i piedritti della pensilina che poggiano direttamente sui muri, nel modello a favore di sicurezza verranno applicati solo quelli con effetti sfavorevoli e quindi le traslazioni orizzontali verso l'interno del vano scala, le reazioni verticali positive (per trazione sul piedritto) e negative (per taglio e momento sulla soletta di fondazione) e i momenti con rotazione anch'essa verso l'interno del vano scala, tali carichi risultano in accordo con quelli dovuti alla spinta del terreno, alla spinta dovuta al passaggio dei convogli e alla presenza di persone sulle banchine, e alle azioni sismiche considerate.

I valori considerati sono quelli evidenziati in rosso nella tabella.

Si specifica che quelle riportate in tabella sono le reazioni alla base delle pensiline, i carichi applicati al modello avranno quindi segno opposto.

NODO	CONDIZIONE DI CARICO	TRASLAZIONI			MOMENTI		
		X	Y	Z	X	Y	Z
3	Pesi	0.040	-0.070	11.190	0.112	0.072	0.000
3	Port.	0.120	-0.210	34.630	0.343	0.325	0.000
3	Vento X	-7.690	0.090	-13.750	-0.142	-34.509	0.000
3	Neve	0.060	-0.100	17.540	0.174	0.165	0.000
3	Vento Y	0.760	-10.960	-17.340	44.837	1.933	0.004
3	Passaggio convogli	0.980	-0.430	-11.290	1.080	1.344	0.000
3	ΔT	1.930	0.060	0.000	-0.284	9.603	0.000
3	X SLV	-16.200	0.000	-0.020	-0.002	-80.521	0.000
3	Y SLV	1.370	-14.210	-5.310	63.996	6.401	0.012
8	Pesi	0.000	-0.050	10.760	0.076	0.012	0.000
8	Port.	0.040	-0.150	33.120	0.247	0.198	0.000
8	Vento X	-7.650	0.050	-12.020	-0.081	-34.396	0.000
8	Neve	0.020	-0.080	16.780	0.125	0.100	0.000
8	Vento Y	0.890	-8.220	-14.610	32.398	2.482	0.007
8	Passaggio convogli	0.980	-0.550	10.070	1.257	1.364	0.000
8	ΔT	-1.410	0.060	-0.010	-0.285	-7.027	0.000
8	X SLV	-16.260	0.000	-0.080	-0.005	-80.816	0.000
8	Y SLV	1.330	-9.800	-3.820	44.129	6.227	0.012
11	Pesi	0.040	0.070	11.190	-0.112	0.072	0.000
11	Port.	0.120	0.210	34.630	-0.343	0.325	0.000
11	Vento X	-7.690	-0.090	-13.750	0.142	-34.509	0.000
11	Neve	0.060	0.100	17.540	-0.174	0.165	0.000
11	Vento Y	0.210	-11.130	-10.150	45.118	-0.633	0.004
11	Passaggio convogli	0.980	-0.580	-11.160	1.327	1.330	0.000
11	ΔT	1.930	-0.060	0.000	0.284	9.603	0.000
11	X SLV	-16.200	0.000	-0.020	0.002	-80.519	0.000
11	Y SLV	-1.370	-14.210	5.310	63.996	-6.403	0.012
16	Pesi	0.000	0.050	10.760	-0.076	0.012	0.000
16	Port.	0.040	0.150	33.120	-0.247	0.198	0.000
16	Vento X	-7.650	-0.050	-12.020	0.081	-34.396	0.000
16	Neve	0.020	0.080	16.780	-0.125	0.100	0.000
16	Vento Y	0.120	-8.320	-9.360	32.555	-1.113	0.007
16	Passaggio convogli	0.980	-0.440	10.200	1.075	1.355	0.000
16	ΔT	-1.410	-0.060	-0.010	0.285	-7.027	0.000
16	X SLV	-16.250	0.000	-0.080	0.009	-80.815	0.000
16	Y SLV	-1.330	-9.800	3.820	44.129	-6.229	0.012

Per meglio comprendere si riporta anche un'immagine del modello di calcolo della pensilina:



4.3.2. Reazioni incastri della struttura delle scale

Per quanto riguarda, invece, le reazioni agli incastri della struttura delle scale, si tratta di elementi secondari, per cui, si è deciso di trascurarli.

4.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	-	1,0 (LM 71''+''SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	0,75 (LM 71''+''SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	0,75 (LM 71''+''SW/0)	1,0 (LM 71''+''SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71''+''SW/0)	-

⁽¹⁾ LM71 ''+'' SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari carichi.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki}.

I coefficienti di amplificazione dei carichi g e i coefficienti di combinazione γ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	DEAD
Permanenti portati	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Spinta del carico acc. (SW/2) sulla parete Sx	SPACCSXSW/02
Spinta del carico acc. (Q) sulla parete Dx	SPACCDXQ
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX
Scarichi pensilina dovuti all'azione del vento	VENTO
Scarichi pensilina dovuti al carico neve	NEVE

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza.

Combinazione fondamentale:

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

Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni di carico SLU, SLV e SLE utilizzate.

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)										
	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
SPACCSXSW/2	1.45	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.015	1.015
SPACCSXQ	1.35	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945	0.945
VENTO	0.9	0	0	0	0.9	0.9	0.9	1.5	0.9	1.5
NEVE	0.75	0	0	0	0.75	0.75	0.75	0.75	1.5	1.5

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

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

Combinazioni di Carico Sismiche					
	sism1	sism2	sism3	sism4	sism5
DEAD	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1
SPACCSXSW/2	0.2	0.2	0.2	0	0.2
SPACCSXQ	0.6	0.6	0.6	0.6	0
Sisma H	1	1	1	1	1
SPSDX	0	0	1	1	0
SPSSX	1	1	0	0	1
VENTO	0	0	0	0	0
NEVE	0	0	0	0	0

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.

Combinazione rara

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

Combinazioni di carico SLE				
	1sle	2sle	3sle	4sle
DEAD	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8	0.8
SPACCSXSW/2	0.8	0.8	0	0
SPACCSXQ	0.7	0.7	0	0
VENTO	0.6	0.6	0	0.6
NEVE	0.5	0.5	0	0.5

4.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

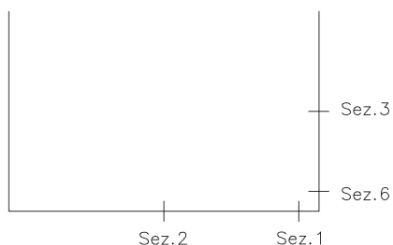
4.5.1. Involuppo SLU/SLV

USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	283.6	1394.9
1	0.35	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	339.1	1356.2
1	0.49	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	341.6	1312.1
1	0.64	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	375.1	1267.6
1	0.79	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	377.6	1219.5
1	0.94	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	380.1	1171.1
1	1.08	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	389.0	1122.0
1	1.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	391.5	1072.4
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	386.5	1023.5
1	1.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	389.0	974.6
1	1.67	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	370.3	927.0
1	1.82	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	372.8	880.5
1	1.97	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	340.7	835.3
1	2.12	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	343.2	793.0
1	2.26	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	297.9	751.3
1	2.41	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	300.4	714.6
1	2.56	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	302.8	715.3
1	2.71	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	214.2	728.8
1	2.85	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	216.7	742.1
1	3.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	109.0	756.5
1	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	23.9	404.2
1	0.35	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-16.0	390.8
1	0.49	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-14.2	380.9
1	0.64	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-50.5	370.7
1	0.79	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-48.6	364.8
1	0.94	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-46.8	358.5
1	1.08	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-67.7	354.6
1	1.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-65.9	350.8
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-84.0	348.9
1	1.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-82.1	347.6
1	1.67	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-97.2	347.6
1	1.82	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-95.4	348.9
1	1.97	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-107.3	350.8
1	2.12	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-105.5	354.6
1	2.26	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-114.0	358.5
1	2.41	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-112.1	364.8
1	2.56	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-110.3	370.7
1	2.71	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-118.6	380.9
1	2.85	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-116.7	390.8
1	3.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-119.3	385.9

VANI SCALA
 Relazione di calcolo rampa scale

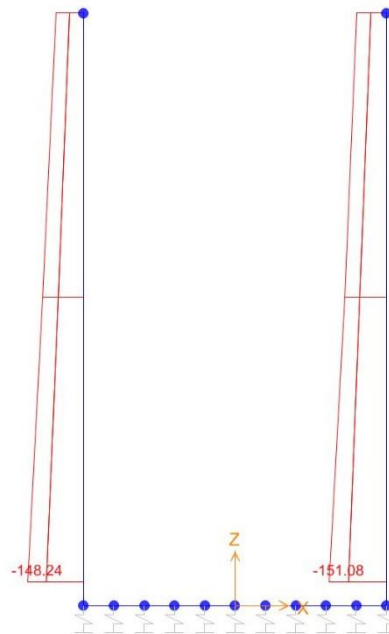
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 001	C	27 di 77

2	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-40.8	17.3	69.0
2	3.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-70.8	111.5	-29.6
2	6.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-100.8	302.2	-330.5
2	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-78.2	0.0	0.0
2	3.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-110.6	39.5	-101.0
2	6.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-151.1	172.5	-698.1
4	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-37.4	0.0	0.0
4	3.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-67.4	-46.8	259.6
4	6.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-97.4	-187.1	1310.1
4	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-72.9	-16.5	-67.2
4	3.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-107.7	-204.0	46.8
4	6.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-148.2	-524.4	374.2

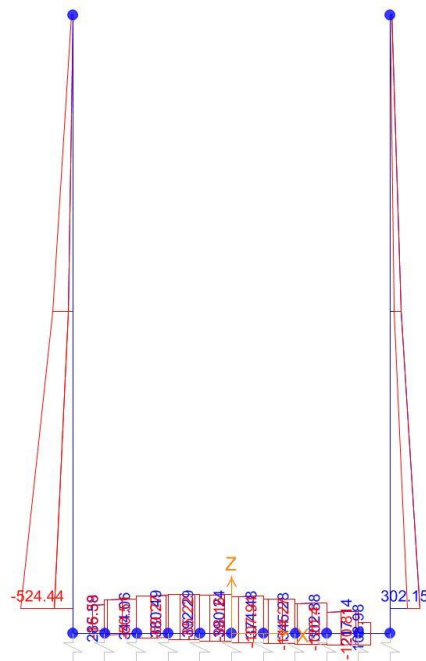


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	391.5	1394.9
02	0.0	0.0	347.6
03	-67.4	204.0	259.6
06	-97.4	524.4	1310.1

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



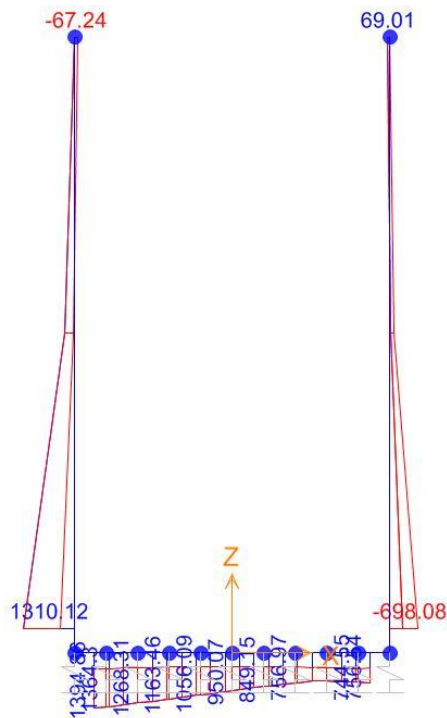
Sforzo normale



Taglio

VANI SCALA
Relazione di calcolo rampa scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 001	C	29 di 77



Momento Flettente

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

4.5.2. Inviluppo SLE (rara)

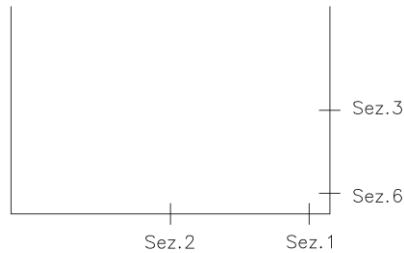
USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	170.9	868.8
1	0.34737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	196.9	842.8
1	0.49474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	198.8	813.7
1	0.64211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	212.4	784.2
1	0.78947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	214.3	752.8
1	0.93684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	216.1	721.1
1	1.08421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	217.8	689.1
1	1.23158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	219.7	656.8
1	1.37895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	213.6	625.1
1	1.52632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	215.5	593.5
1	1.67368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	201.9	562.7
1	1.82105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	203.7	532.9
1	1.96842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	182.7	503.8
1	2.11579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	184.6	476.7
1	2.26316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	156.4	450.1
1	2.41053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	158.2	426.9
1	2.55789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	160.1	403.5
1	2.70526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	106.3	387.8
1	2.85263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	108.1	372.0
1	3	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	43.9	363.9
1	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	84.4	406.1
1	0.34737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	70.7	393.9
1	0.49474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	72.5	383.3
1	0.64211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	56.5	372.4
1	0.78947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	58.3	364.0
1	0.93684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	60.2	355.2
1	1.08421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	48.6	347.9
1	1.23158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	50.4	340.6
1	1.37895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	37.4	334.5
1	1.52632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	39.3	328.8
1	1.67368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	25.1	324.1
1	1.82105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	26.9	320.3
1	1.96842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	11.6	317.0
1	2.11579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	13.5	315.1
1	2.26316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-2.8	313.4
1	2.41053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-1.0	313.7
1	2.55789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	0.9	313.7
1	2.70526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-25.8	317.6
1	2.85263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-24.0	321.3
1	3	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-52.0	328.2

VANI SCALA

Relazione di calcolo rampa scale

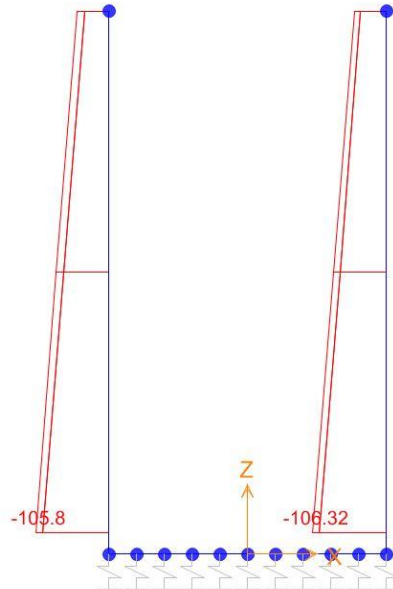
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 001	C	31 di 77

2	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-37.4	7.1	28.1
2	3	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-67.4	44.6	-30.4
2	6	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-97.4	156.8	-299.3
2	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-46.3	0.0	0.0
2	3	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-76.3	37.4	-37.4
2	6	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-106.3	149.7	-314.1
4	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-35.2	0.0	0.0
4	3	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-65.1	-46.8	146.9
4	6	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-95.1	-187.1	815.8
4	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-45.8	-6.6	-26.9
4	3	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-75.8	-124.9	39.7
4	6	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-105.8	-336.7	374.2

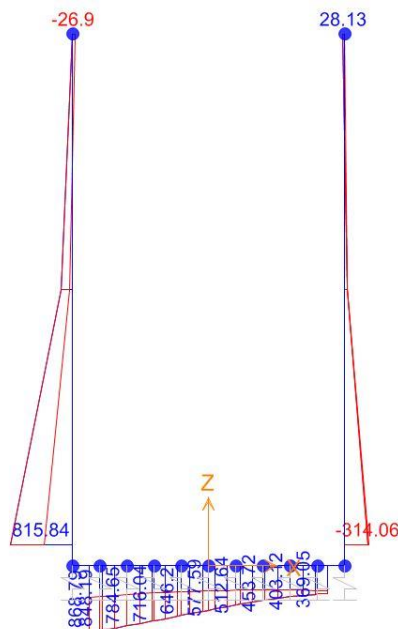


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	219.7	868.8
02	0.0	0.0	313.4
03	-65.1	124.9	146.9
06	-95.1	336.7	815.8

Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

4.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

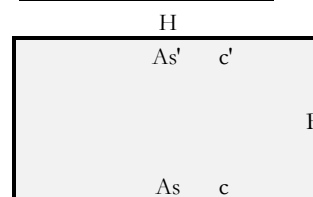
Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	530	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1394.9	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	391.5	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26		
Fi2	2° diametro armatura tesa	26		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	5309 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	10	Armatura di raffittim.	5309 mmq
As'	Armatura superiore compressa	10619	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	10619	mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe		mm	
s. Staffe	Passo staffe	150	mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0	[range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0	mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	868.8	kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0	kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80	fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		Coeff.Sfrutt.Max	97%
Mrd	Momento ultimo resistente	1948	kNm	Coeff.Sfrutt.	72%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	402	kN	Coeff.Sfrutt.	97%
Vrd	Taglio ultimo resistente	402	kN		97%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-89	Mpa	Coeff.Sfrutt.	25%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	179	Mpa	Coeff.Sfrutt.	50%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-9	Mpa	Coeff.Sfrutt.	48%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	263	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.19	mm	Coeff.Sfrutt.	97%

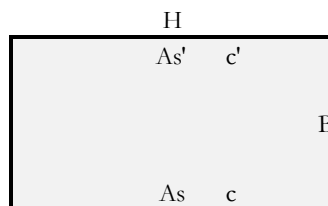
Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	530	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	347.6	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26		
Fi2	2° diametro armatura tesa	26		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	5309 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	10	Armatura di raffittim.	5309 mmq
As'	Armatura superiore compressa	10619	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	10619	mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe		mm	
s. Staffe	Passo staffe	150	mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5	[range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0	mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	313.4	kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0	kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80	fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	27%
Mrd	Momento ultimo resistente	1948	kNm	Coeff.Sfrutt. 18%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	402	kN	Coeff.Sfrutt. 0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	402	kN	Coeff.Sfrutt. 0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0	kNm	Coeff.Sfrutt.

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-32	Mpa	Coeff.Sfrutt. 9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	64	Mpa	Coeff.Sfrutt. 18%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3	Mpa	Coeff.Sfrutt. 17%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	263	kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.05	mm	Coeff.Sfrutt. 27%

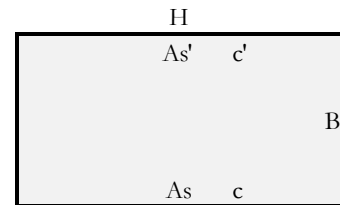
Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	530	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-67.4	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	259.6	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	204.0	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	2011 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2011	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2011	mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12	mm	
s. Staffe	Passo staffe	150	mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5	[range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508	mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	146.9	kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-65.1	kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80	fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	89%
Mrd	Momento ultimo resistente	416	kNm	Coeff.Sfrutt. 62%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	240	kN	Coeff.Sfrutt. 85%
Vrd	Taglio ultimo resistente	704	kN	Coeff.Sfrutt. 29%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	8	kNm	Coeff.Sfrutt.

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-30	Mpa	Coeff.Sfrutt. 8%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	137	Mpa	Coeff.Sfrutt. 38%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4	Mpa	Coeff.Sfrutt. 20%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	198	kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.18	mm	Coeff.Sfrutt. 89%

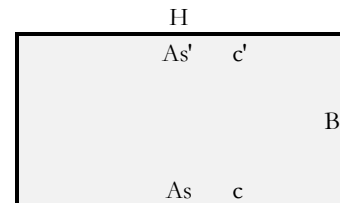
Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-97.4 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1310.1 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	524.4 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26	
Fi2	2° diametro armatura tesa	24	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	5309 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	10 Armatura di raffittim.	4524 mmq
As'	Armatura superiore compressa	9833 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	9833 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	815.8 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-95.1 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	97%
Mrd	Momento ultimo resistente	1829 kNm	Coeff.Sfrutt.	72%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	405 kN	Coeff.Sfrutt.	130%
Vrd	Taglio ultimo resistente	563 kN	Coeff.Sfrutt.	93%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	6 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-89 Mpa	Coeff.Sfrutt.	25%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	176 Mpa	Coeff.Sfrutt.	49%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-9 Mpa	Coeff.Sfrutt.	48%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	268 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.19 mm	Coeff.Sfrutt.	97%

Si riportano i coefficienti di sfruttamento nelle sezioni notevoli per le verifiche SLU/SLV/SLE:

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:					
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ06
SLU	Med/Mrd	72%	18%	62%	72%
SLU	Ved/Vrd	97%	0%	36%	93%
SLE	(sigse/sigst) _s	25%	9%	8%	25%
SLE	(sigse/sigst) _i	50%	18%	38%	49%
SLE	(sigce/sigce) _s	48%	17%	20%	48%
SLE	wk/wklim	97%	27%	89%	97%
	MAX	97%	27%	89%	97%
	MAX	97%			

I coefficienti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Come visibile dalle verifiche sopra riportate, i ferri dei piedritti sono stati diversificati lungo lo sviluppo verticale.

Più precisamente sono state considerate due sezioni notevoli dimensionanti: una alla base in corrispondenza dell'incastro (SEZ.06) la cui armatura è stata mantenuta costante fino alla quota di mezzeria; una seconda sezione dalla mezzeria alla cima (SEZ.03) in cui si ha un notevole abbattimento delle sollecitazioni e quindi l'armatura necessaria risulta notevolmente inferiore.

Tale operazione è stata svolta al fine di cercare di ridurre l'incidenza dell'armatura per l'opera in oggetto.

.4.7. ARMATURE DI RIPARTIZIONE

Le armature di ripartizione delle pareti e della soletta vengono dimensionate per sostenere gli effetti del ritiro igrometrico i quali generano una trazione pura per deformazioni impedita a causa della soletta inferiore gettata precedentemente e che può aver dissipato tali effetti.

La ϵ ritiro induce nel calcestruzzo una tensione di trazione superiore alla sua resistenza a trazione, ne deriva la fessurazione e il trasferimento di tutta la trazione sull'acciaio teso. Per ottenere delle fessure uniformemente distribuite e non concentrate in alcuni punti con ampiezze macroscopiche, si applica un principio di non plasticizzazione delle armature. Per limitare l'ampiezza delle fessure, pur distribuite, che si ottengono applicando tale principio, si applica quanto previsto al § 7.3.2 dell'Eurocodice 2 - UNI EN 1992 1-1: "Aree minime di armatura", in particolare la formula (7.1):

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

dove:

$A_{s,min}$ è l'area minima di armatura nella zona tesa;

A_{ct} è l'area di calcestruzzo nella zona tesa. La zona tesa è quella parte della sezione che risulta in trazione subito dopo la formazione della prima fessura; è pari a tutta l'area della sezione per trazione pura, alla metà per flessione;

σ_s è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura. Tale tensione può essere assunta pari alla tensione di snervamento f_{yk} dell'armatura. Può essere però necessario fissare un valore minore per soddisfare i limiti di apertura delle fessure secondo il massimo diametro o la massima spaziatura tra le barre (vedere punto 7.3.3).

$f_{ct,eff}$ è il valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure;

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ se la formazione delle fessure è prevista prima di 28d;

k è il coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi, $k=1$

k_c è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione e della variazione del braccio di leva; $k_c=1$ per trazione, $k_c=0,4$ per flessione, $k_c = 0,4 \cdot (1 - \text{funz}(\sigma_c))$ nel caso flessione combinata con sforzo normale.

base della sezione		1000 mm
altezza della sezione		600 mm
area sezione calcestruzzo	A_{ct}	600000 mm ²
tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450 Mpa
resist. Caratt. Cilindrica cls a compressione	f_{ck}	30 Mpa
tensione resistente cls a trazione	$f_{ct,eff}=0,3(f_{ck})^{2/3}$	2.90 Mpa
coefficiente k_c	k_c	1.00
coefficiente k	k	1.00
area minima acciaio teso nella sezione	$A_{s,min}$	3862 mm ²

P.to 7.3.3 EC2 1992:1-1): Dove è disposta l'armatura minima indicata al punto 7.3.2, le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive se: per fessurazione causata principalmente da deformazioni impedito, il diametro delle barre non eccede quello dato nel prospetto 7.2N, dove la tensione nell'acciaio è quella che si ha subito dopo la fessurazione [cioè il termine σ_s nell'espressione (7.1)];

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione¹⁾**

Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_1 = 0,4$ e $k' = 1,0$.

2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

Il diametro massimo delle barre si raccomanda sia modificato come segue:

Trazione (la sezione è tutta tesa):

$$\phi_s = \phi^*_s (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)) \quad (7.7N)$$

dove:

ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

ϕ^*_s è il diametro massimo dato nel prospetto 7.2N;

h è l'altezza totale della sezione;

h_{cr} è l'altezza della zona tesa subito prima della fessurazione, considerando i valori caratteristici della forza di precompressione e delle forze assiali sotto la combinazione di azioni quasi-permanente;

d è l'altezza utile valutata rispetto al baricentro dello strato più esterno di armatura ordinaria.

Se tutta la sezione è tesa $h-d$ è la minima distanza tra il baricentro dello strato di armatura e il lembo esterno della sezione (considerare ciascun lembo se la barra non è disposta simmetricamente).

Verifica armatura trasversale:

diametro barre trasversali	Φ trasv	16 mm	< F_s	Verifica soddisfatta
passo barre trasversali	passo	100 mm		
N.strati barre trasvers. (sup.+inf.+intermedi)	n.strati	2		
Area barre trasversali	A_s	4021 mm ²		
stato tensionale barre dopo fessurazione	σ_s	432 mm ²	< f_{yk}	Verifica soddisfatta
ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm	ϕ^*_s	6 mm		
altezza zona tesa prima della fessurazione	h_{cr}	600 mm		
altezza totale sezione	h	600 mm		
copriferro (asse barre)	c	70 mm		
altezza utile sezione	d	530 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	ϕ_s	26 mm	(= F_s)	

4.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore 60 cm

Sezione d'incastro

con armatura principale esterna	F26 /100	+	F24 /100	9833 mm ²
con armatura principale interna	F26 /100	+	F24 /100	9833 mm ²

Sezione di mezzeria

con armatura principale esterna	F16 /100			2011 mm ²
con armatura principale interna	F16 /100			2011 mm ²

Soletta inferiore di spessore 60 cm

con armatura principale superiore	F26 /100	+	F26 /100	10619 mm ²
con armatura principale inferiore	F26 /100	+	F26 /100	10619 mm ²

 Le pareti necessitano di armatura a taglio **F12 /150** dir.princ. /500 dir.trasv.

La soletta inferiore non necessita di armatura a taglio.

(Le armature a taglio sono state disposte ove non risultano soddisfatte le verifiche con V_{rd} senza armatura a taglio)

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:
Pareti	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	20% di 19666 mm ²
Soletta inferiore	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	19% di 21237 mm ²

Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	2.60 m	Spessore piedritti	Sp	0.60 m
Altezza libera	Hint	5.95 m	Spessore fondazione	Sf	0.60 m
incidenza sovrapp.		20%	copriferro	c	0.07 m

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
piedritto incastro	26	100	24	100	26	100	24	100	12	150	500
piedritto mezzeria	16	100	0	1000	16	100	0	1000	12	150	500
fondaz.	26	100	26	100	26	100	26	100	0	1000	1000
ripartiz.	16	100	x	2 strati							
Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incid [kg/m ³]	Inc%					
piedritto incastro	7.93	0.66	3.6	1536	430	56%					
piedritto mezzeria	7.93	0.66	3.6	367	103	13%					
fondaz.	4.58	0.66	2.3	916	402	17%					
ripartiz.			9.4	739	78	14%					
TOTALE			9.4	5462	580	100%					

5. SEZIONE 2 - SEZIONE SCATOLARE

5.1. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2.60 m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	Hint	5.05 m	<i>altezza interna scatolare</i>
Spessore piedritti	Sp	0.60 m	<i>(consigliato: Sp = Ss)</i>
Spessore soletta	Ss	0.40 m	<i>(consigliato: Ss = Lint/10+10cm.)</i>
Spessore fondazione	Sf	0.60 m	<i>(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)</i>
Larghezza totale	Ltot	3.80 m	<i>Lint+2xSPp</i>
Altezza totale	Htot	6.05 m	<i>Hint+SPs+SPf</i>

5.2. MODELLAZIONE ADOTTATA

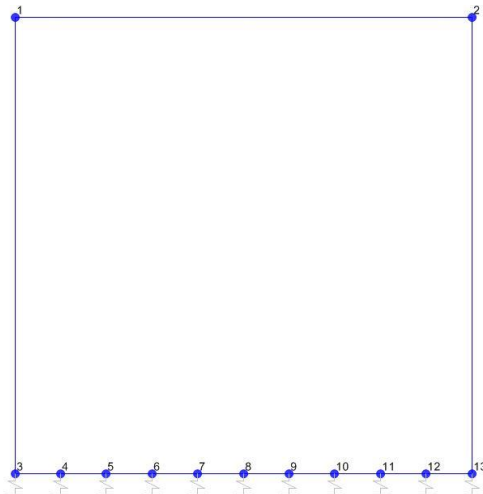
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

<i>asta</i>	<i>base</i>	<i>altezza</i>	<i>descrizione</i>
Asta 1	100 cm	60 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	60 cm	(Piedritti)

Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:

Linterasse	3.20 m
Hinterasse	5.35 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



Nodo	X	Z
1	0.000	5.350
2	3.200	5.350
3	0.000	0.000
4	0.320	0.000
5	0.640	0.000
6	0.960	0.000
7	1.280	0.000
8	1.600	0.000
9	1.920	0.000
10	2.240	0.000
11	2.560	0.000
12	2.880	0.000
13	3.200	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

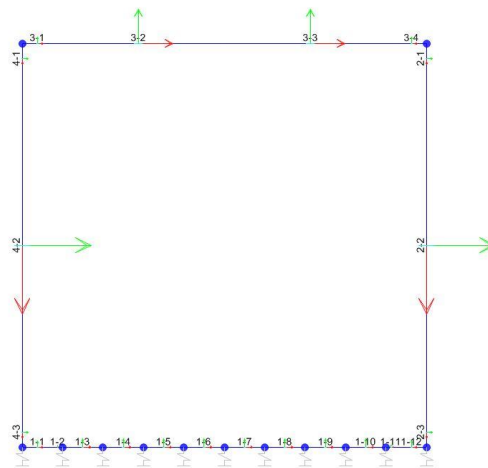


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel il caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

Rigidità molle nodali SAP

k_s		3256 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
$Linfl$		0.320 m
$K_{centrale}$	$k_s \times Linfl \times 1$	1042 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
$Linfl$		0.320 m
$K_{intermedio}$	$1,5 \times k_s \times Linfl \times 1$	1563 kN/m
nodi estremità (3,13)		
$Linfl$		0.460 m
$K_{estremità}$	$2,0 \times k_s \times Linfl \times 1$	2996 kN/m

5.3. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25 kN/m ³	
peso soletta superiore	P_{ss}	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso singolo piedritto	P_p	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso fondazione	P_{sf}	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	ϕ'	25.0 [°]	0.436 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.406	$(1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.577	$(1 - \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	2.464	$(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$
Pressione asse soletta superiore	P_2	0.00 kN/m ²	$Z=0$
Pressione asse soletta inferiore	P_3	55.60 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$
Pressione intradosso soletta inferiore	P_4	58.72 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F_2	17.15 kN/m	$(P_3 + P_4) / 2 \times S_f / 2$

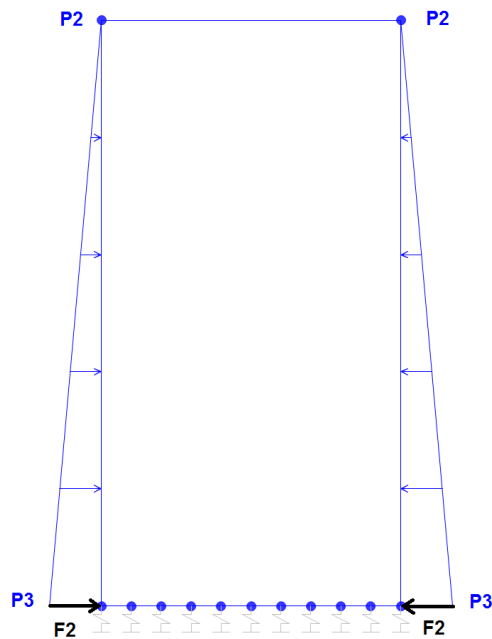


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

Il carico concentrato nel nodo 3 (per la SPTSX) oppure 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

Il carico del treno di riferimento è il più gravoso tra LM71 e SW/2

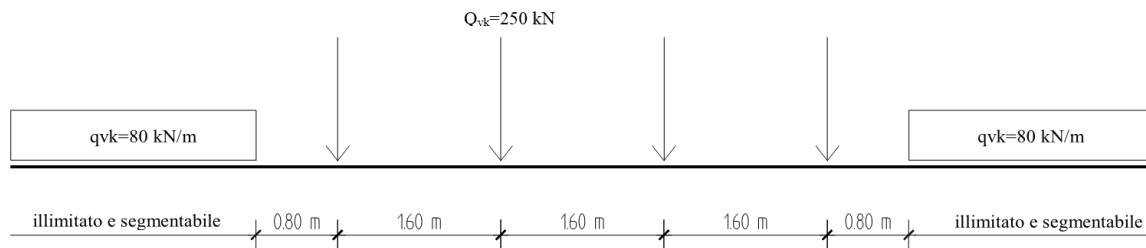


Figura 7. Treno LM71

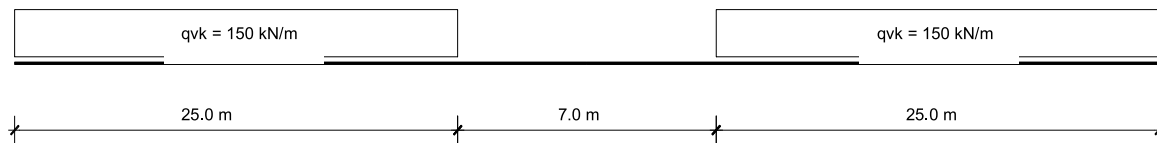


Figura 8. Treno SW/2

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno SW/2 rispetto al carico dovuto al treno LM71. Nei calcoli pertanto sarà utilizzato il valore del SW/2

CARICO TRENO (ACCMSW/02)

Carico treno SW/2

q 150.00 kN/m

Larghezza di diffusione del carico

Ld 3.50 m

Carico distribuito per treno SW/2 diffuso

qv 42.86 kN/m²

Inoltre si considera il carico accidentale dovuto alla presenza di persone sui marciapiedi così come prescritto nelle NTC2018 §5.2.2.2

CARICO FOLLA (ACCMQ)

Carico distribuito su soletta superiore

PQ1 10.00 kN/m²

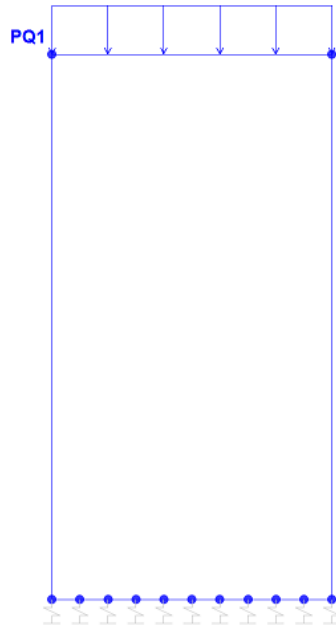


Figura 9. Condizione di carico ACCM da SAP2000

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSXSW/02)

Carico distrib treno SW/2 su piedritto sx	Sqv	24.74	kN/m ²	$qv \times K_0$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	4.95	kN/m	$Sqv \times SPs / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	7.42	kN/m	$Sqv \times SPi / 2$

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSXQ)

Carico distrib folla su piedritto sx	SQ1	5.77	kN/m ²	$PQ1 \times K_0$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	1.15	kN/m	$SQ1 \times SPs / 2$
Spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	1.73	kN/m	$SQ1 \times SPi / 2$

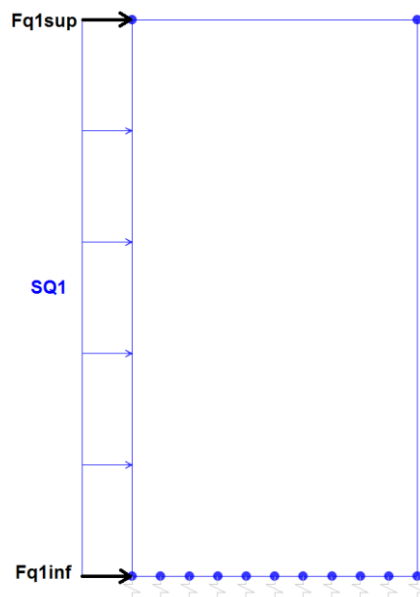


Figura 10. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

Come visibile in figura 10 il carico accidentale verrà applicato su uno solo dei due muri laterali.

Azioni termiche (condizione TERM)

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$ ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$.

Variazione termica uniforme	ΔT_{unif}	+ -15.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
Variazione termica differenziale	ΔT_{diff}	+ -5.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
	Gradiente	+ -12.50 [°/m]	$\Delta T_{diff} / S_s$

Ritiro igrometrico (condizione RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell’EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M. 17-01-2018.

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

Variazione termica uniforme equivalente	ΔT_{ritiro}	-[11.50°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
---	---------------------	------------------	--------------------------------

CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

$k_h = a_{max} / g$

$k_v = \pm 0,5 \times k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale V_N ed una classe d'uso C_U ; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U$.

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari ad a_g , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima per la determinazione delle forze di inerzia può essere valutata con la relazione:

$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$

*Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,..) sono pari alle masse moltiplicate per k_h e k_v ove: $k_h = \beta M \cdot S \cdot a_g / g$ e $k_v = k_h / 2$. Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, $\beta M = 1$.*

vita nominale	V_N	75 anni
classe d'uso	CL	III
coefficiente d'uso	C_U	1.50
vita di riferimento = $C_U \cdot V_N$	V_R	112.5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%
periodo di ritorno del sisma	T_R	1068 anni

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine

40.64035

Longitudine

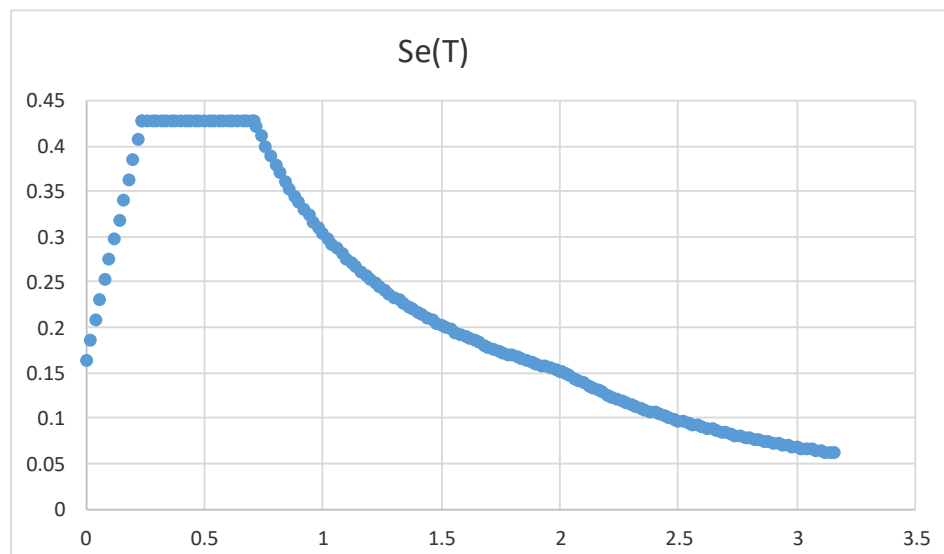
14.87364

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.102 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.616 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.449
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S _T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per ξ <> 5%	η	1.000

Tab.3.2.V	S _S	C _C	S _S	C _C
A	1.00	1.00		
B	1.20	1.29		
C	1.50	1.37		
D	1.80	1.87		
E	1.60	1.58	1.60	1.58

coefficiente amplificazione stratigrafica	S _S	1.600
coefficiente di amplificazione	S	1.600
coefficiente categoria sottosuolo	C _C	1.584
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T _c / 3	T _B	0.237 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C _c * T*c	T _C	0.711 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T _D	2.008 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g	ago,max	0.163 g

SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV


Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito		β	1.000
$a_o = k_h = a_{g0,max} = S \times a_g/g$	valore $PGA \times scatolare$	$a_o = k_h$	0.1632 g
$a_v = k_v = k_h / 2$	valore $PGA \times scatolare$	$a_v = k_v$	0.0816 g

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F^h	3.26 kN/m	$(P_{ss}+P_{Q1}) \times k_b$
Forza orizzontale su singolo piedritto	F''^h	2.45 kN/m ²	$P_p \times k_b$

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza verticale sulla soletta di copertura	F''^v	2.04 kN/m ²	$(P_{ss}+P_{Q1}) \times k_v$

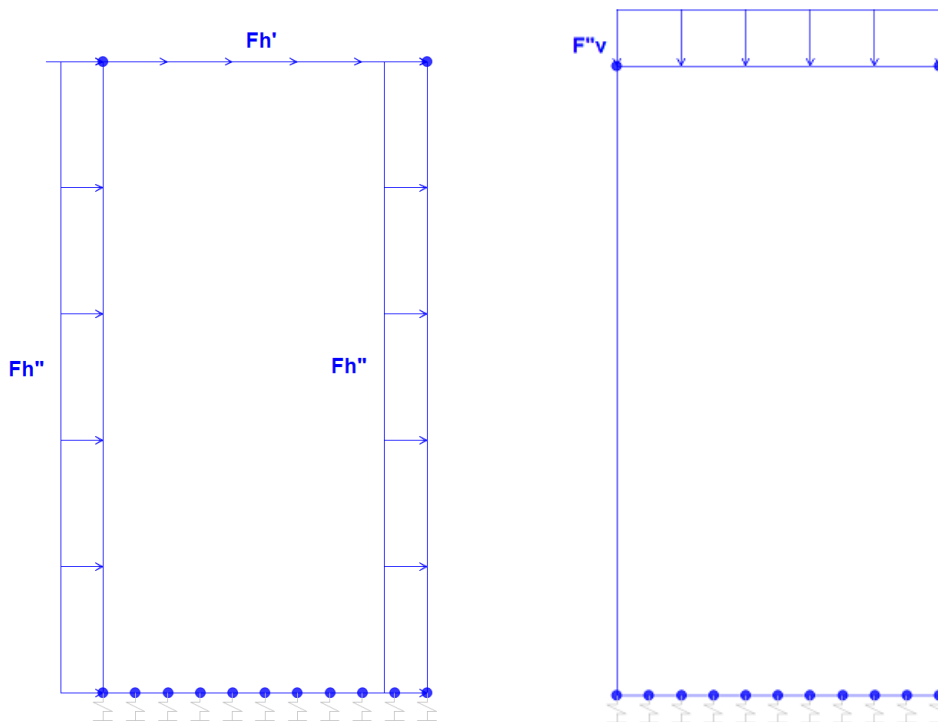


Figura 11. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSDX e SPSSX)

Forza distribuita sul piedritti dx	$qWdx$	17.77 kN/m ²	$(\gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
Forza distribuita sul piedritti sx	$qWsx$	20.80 kN/m ²	$(\%q_p + PQI + \gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto dx	$QWdxinf$	5.33 kN	$qWdx \times Sf / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto sx	$QWsxinf$	6.24 kN	$qWsx \times Sf / 2$
Forza concentrata nodo superiore piedritto dx	$QWdxsup$	3.55 kN	$qWdx \times Sf / 2$
Forza concentrata nodo superiore piedritto sx	$QWsxsup$	4.16 kN	$qWsx \times Sf / 2$

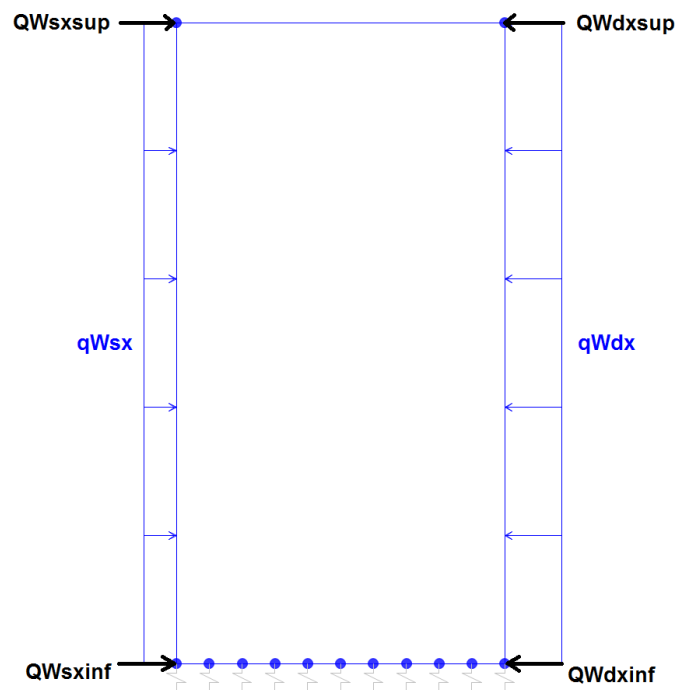


Figura 12. Condizione di carico SPSDX e SPSSX da SAP2000

Come visibile in Figura 12 il carico sismico calcolato in accordo con la teoria di Wood risulta non simmetrico, tale aspetto è dovuto alla presenza del sovraccarico del treno su un solo lato del vano scala.

5.3.1. Reazioni scarichi della pensilina

Al modello dei muri sono stati applicati, inoltre, anche gli scarichi delle pensiline che poggiano su di essi, tali valori sono stati dedotti dalle relative relazioni di calcolo e vengono nel seguito riportati per ognuna delle condizioni di carico considerate. I valori riportati in tabella riguardano solo i piedritti della pensilina

che poggiano direttamente sui muri, nel modello a favore di sicurezza verranno applicati solo quelli con effetti sfavorevoli e quindi le traslazioni orizzontali verso l'interno del vano scala, le reazioni verticali positive (per trazione sul piedritto) e negative (per taglio e momento sulla soletta di fondazione) e i momenti con rotazione anch'essa verso l'interno del vano scala, tali carichi risultano in accordo con quelli dovuti alla spinta del terreno, alla spinta dovuta al passaggio dei convogli e alla presenza di persone sulle banchine, e alle azioni sismiche considerate.

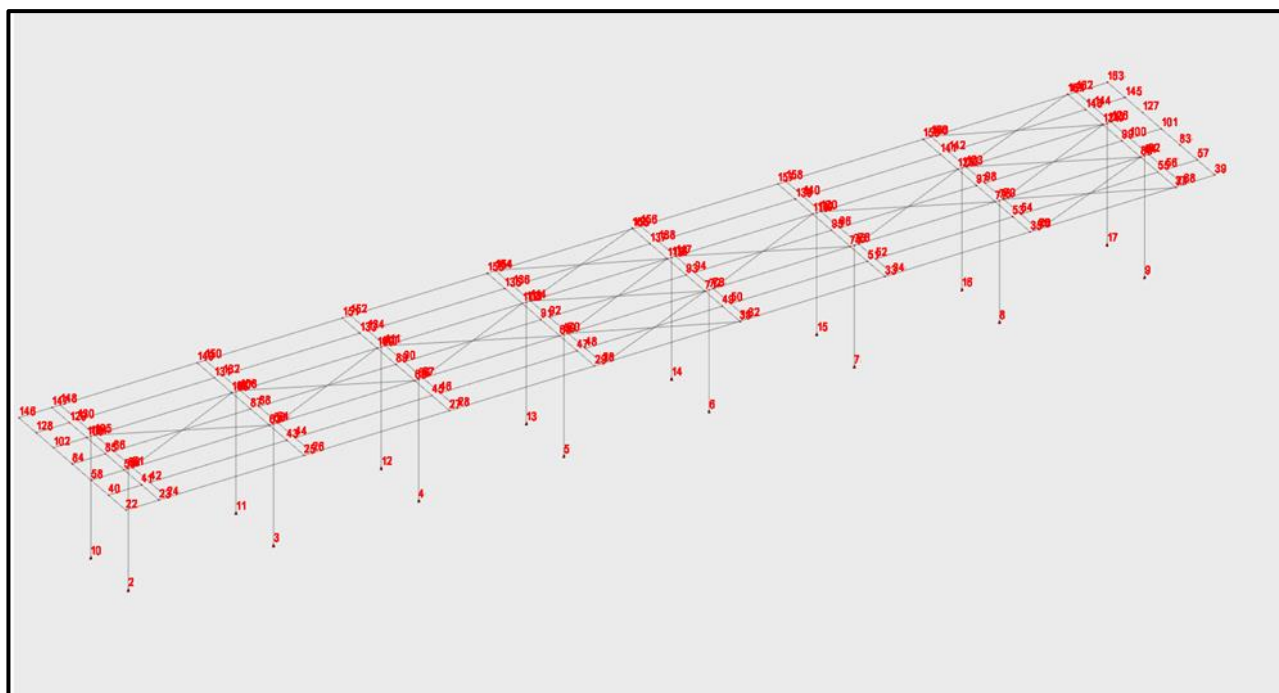
I valori considerati sono quelli evidenziati in rosso nella tabella.

Si specifica che quelle riportate in tabella sono le reazioni alla base delle pensiline, i carichi applicati al modello avranno quindi segno opposto.

NODO	CONDIZIONE DI CARICO	TRASLAZIONI			MOMENTI		
		X	Y	Z	X	Y	Z
3	Pesi	0.040	-0.070	11.190	0.112	0.072	0.000
3	Port.	0.120	-0.210	34.630	0.343	0.325	0.000
3	Vento X	-7.690	0.090	-13.750	-0.142	-34.509	0.000
3	Neve	0.060	-0.100	17.540	0.174	0.165	0.000
3	Vento Y	0.760	-10.960	-17.340	44.837	1.933	0.004
3	Passaggio convogli	0.980	-0.430	-11.290	1.080	1.344	0.000
3	ΔT	1.930	0.060	0.000	-0.284	9.603	0.000
3	X SLV	-16.200	0.000	-0.020	-0.002	-80.521	0.000
3	Y SLV	1.370	-14.210	-5.310	63.996	6.401	0.012
8	Pesi	0.000	-0.050	10.760	0.076	0.012	0.000
8	Port.	0.040	-0.150	33.120	0.247	0.198	0.000
8	Vento X	-7.650	0.050	-12.020	-0.081	-34.396	0.000
8	Neve	0.020	-0.080	16.780	0.125	0.100	0.000
8	Vento Y	0.890	-8.220	-14.610	32.398	2.482	0.007
8	Passaggio convogli	0.980	-0.550	10.070	1.257	1.364	0.000
8	ΔT	-1.410	0.060	-0.010	-0.285	-7.027	0.000
8	X SLV	-16.260	0.000	-0.080	-0.005	-80.816	0.000
8	Y SLV	1.330	-9.800	-3.820	44.129	6.227	0.012

11	Pesi	0.040	0.070	11.190	-0.112	0.072	0.000
11	Port.	0.120	0.210	34.630	-0.343	0.325	0.000
11	Vento X	-7.690	-0.090	-13.750	0.142	-34.509	0.000
11	Neve	0.060	0.100	17.540	-0.174	0.165	0.000
11	Vento Y	0.210	-11.130	-10.150	45.118	-0.633	0.004
11	Passaggio convogli	0.980	-0.580	-11.160	1.327	1.330	0.000
11	ΔT	1.930	-0.060	0.000	0.284	9.603	0.000
11	X SLV	-16.200	0.000	-0.020	0.002	-80.519	0.000
11	Y SLV	-1.370	-14.210	5.310	63.996	-6.403	0.012
16	Pesi	0.000	0.050	10.760	-0.076	0.012	0.000
16	Port.	0.040	0.150	33.120	-0.247	0.198	0.000
16	Vento X	-7.650	-0.050	-12.020	0.081	-34.396	0.000
16	Neve	0.020	0.080	16.780	-0.125	0.100	0.000
16	Vento Y	0.120	-8.320	-9.360	32.555	-1.113	0.007
16	Passaggio convogli	0.980	-0.440	10.200	1.075	1.355	0.000
16	ΔT	-1.410	-0.060	-0.010	0.285	-7.027	0.000
16	X SLV	-16.250	0.000	-0.080	0.009	-80.815	0.000
16	Y SLV	-1.330	-9.800	3.820	44.129	-6.229	0.012

Per meglio comprendere si riporta anche un'immagine del modello di calcolo della pensilina:



5.3.2. Reazioni incastri della struttura delle scale

Per quanto riguarda, invece, le reazioni agli incastri della struttura delle scale, si tratta di elementi secondari, per cui, si è deciso di trascurarli.

5.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	-	1,0 (LM 71''+"SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	0,75 (LM 71''+"SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0)	0,75 (LM 71''+"SW/0)	1,0 (LM 71''+"SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71''+"SW/0)	-

⁽¹⁾ LM71 ''+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc.)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati. I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki}. I coefficienti di amplificazione dei carichi g e i coefficienti di combinazione γ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ _{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ _{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ _B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ _Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ _{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ _P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ _{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{F1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{F2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{F3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{F4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale Q	ACCMQ
Spinta del carico acc. (SW/2) sulla parete Sx	SPACCSXSW/2
Spinta del carico acc. (Q) Sulla parete Sx	SPACCSXQ
Avviamento e frenatura	AVV
Variazione termica sulla soletta superiore	ENV_TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica Verticale	Sisma V
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX
Scarichi pensilina dovuti all'azione del vento	VENTO
Scarichi pensilina dovuti al carico neve	NEVE

La 4 condizioni di carico termiche:

$$\Delta T_{\text{uniforme}} = \pm 15^\circ$$

$$\Delta T_{\text{differenziale}} = \pm 5^\circ$$

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente involuppate nella condizione ENV_TERM, la quale viene impiegata nelle successive combinazioni di carico per massimizzare gli effetti termici.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza.

Combinazione fondamentale:

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

Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni di carico SLU, SLV e SLE utilizzate.

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)											
	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
ACCMQ	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5
SPACCSXSW/2	0	0	0	0	0	0	1.45	1.45	0	0	0
SPACCSXQ	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0
EMV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
VENTO	0.9	0	0.9	0.9	0.9	0	0.9	0	1.5	1.5	0.9
NEVE	0.75	0	0.75	0.75	0.75	0	0.75	0	1.5	0.75	1.5

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Combinazioni di Carico Sismiche								
	sh1	sh2	sh3	sh4	sv1	sv2	sv3	sv4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCMQ	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
SPACCSXSW/2	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSXQ	0	0	0	0	0	0	0	0
EMV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma H	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0
VENTO	0	0	0	0	0	0	0	0
NEVE	0	0	0	0	0	0	0	0

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

Si riportano infine,le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.

Combinazione rara

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

Combinazioni di carico SLE				
	1sle	2sle	3sle	4sle
DEAD	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8	0.8
ACCMQ	0.7	0.7	0.7	0.7
SPACCSXSW/2	0.8	0.8	0.8	0.8
SPACCSXQ	0.7	0.7	0.7	0.7
EMV_TERM	-0.6	0.6	0.6	0.6
RITIRO	0	0	1	1
VENTO	0.6	0.6	0.6	0
NEVE	0.5	0.5	0	0.5

5.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

5.5.1. Inviluppo SLU/SLV

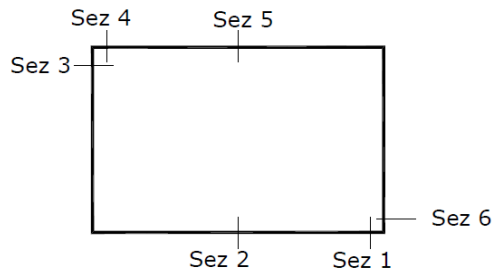
USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.30	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	270.0	500.5
1	0.44	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	306.4	459.5
1	0.57	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	309.2	417.4
1	0.71	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	324.3	374.0
1	0.85	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	327.1	329.5
1	0.98	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	324.1	284.7
1	1.12	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	326.9	240.1
1	1.26	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	329.7	195.2
1	1.39	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	312.5	152.2
1	1.53	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	315.3	109.2
1	1.67	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	284.1	72.5
1	1.81	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	286.9	48.7
1	1.94	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	241.5	55.5
1	2.08	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	244.3	64.4
1	2.22	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	247.1	73.0
1	2.35	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	187.7	83.6
1	2.49	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	190.5	94.2
1	2.63	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	79.0	106.4
1	2.76	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	81.8	120.1
1	2.90	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	-50.8	137.9
1	0.30	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	88.7	45.7
1	0.44	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	46.6	37.8
1	0.57	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	48.6	26.8
1	0.71	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	9.1	19.3
1	0.85	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	11.1	10.0
1	0.98	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-12.8	1.1
1	1.12	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-10.8	-4.3
1	1.26	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-8.7	-10.1
1	1.39	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-31.0	-12.4
1	1.53	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-28.9	-14.3
1	1.67	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-53.7	-14.3
1	1.81	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-51.0	-12.4
1	1.94	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-78.8	-32.3
1	2.08	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-76.0	-65.6
1	2.22	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-73.3	-99.2
1	2.35	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-99.4	-126.2
1	2.49	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-96.7	-152.0
1	2.63	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-134.8	-170.7
1	2.76	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-132.0	-181.7
1	2.90	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-167.6	-190.4

VANI SCALA

Relazione di calcolo rampa scale

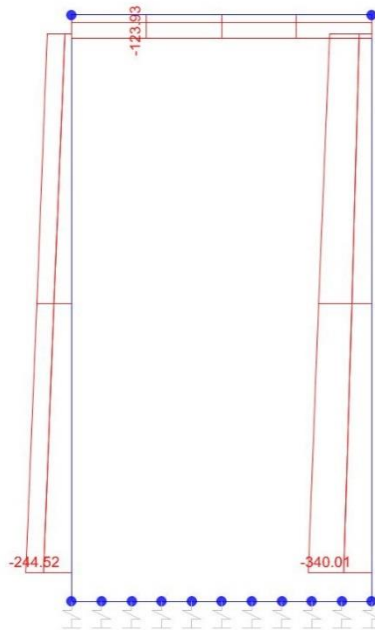
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 001	C	59 di 77

2	0.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-65.0	-38.7	14.0
2	3.08	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-108.1	9.1	125.6
2	5.95	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-151.2	164.9	189.8
2	0.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-223.6	-119.6	-186.4
2	3.08	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-281.8	-77.7	56.3
2	5.95	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-340.0	37.7	-134.5
3	0.00	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-42.1	47.5	93.2
3	0.80	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-42.1	70.3	46.1
3	1.60	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-42.1	93.1	6.6
3	2.40	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-42.1	115.9	-2.6
3	3.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-42.1	138.7	-16.8
3	0.00	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-123.9	-54.7	-65.6
3	0.80	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-123.9	-31.9	-31.0
3	1.60	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-123.9	-9.1	-42.4
3	2.40	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-123.9	-1.0	-119.6
3	3.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-123.9	7.0	-221.4
4	0.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-34.2	102.8	35.0
4	3.08	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-92.4	11.7	-56.3
4	5.95	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-150.6	-103.7	464.0
4	0.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-128.1	38.8	-142.8
4	3.08	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-186.3	-89.0	-175.6
4	5.95	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-244.5	-370.3	38.1

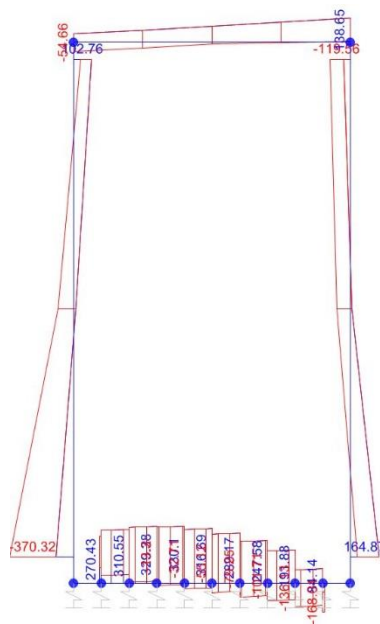


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	329.7	500.5
02	0.0	0.0	190.4
03	-34.2	370.3	186.4
04	0.0	138.7	221.4
05	0.0	0.0	93.2
06	-150.6	370.3	464.0

Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



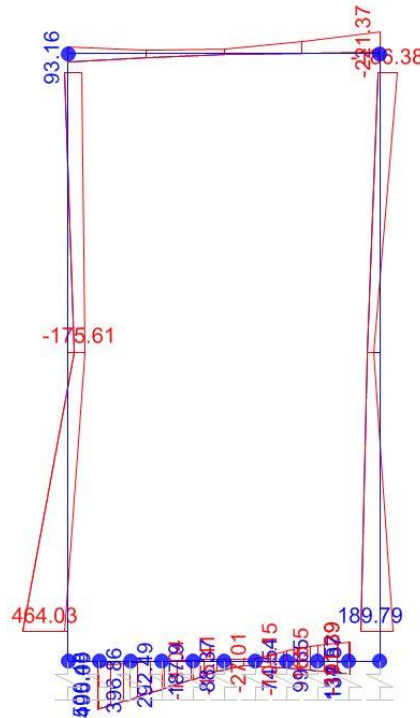
Sforzo normale



Taglio

VANI SCALA
Relazione di calcolo rampa scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 001	C	61 di 77



Momento Flettente

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

5.5.2. Inviluppo SLE (rara)

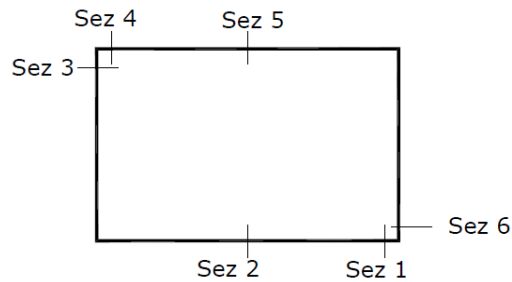
USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.3	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	170.0	298.4
1	0.43684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	183.4	274.3
1	0.57368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	185.5	249.6
1	0.71053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	187.1	224.6
1	0.84737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	189.1	199.2
1	0.98421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	183.1	173.7
1	1.12105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	185.1	148.7
1	1.25789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	187.2	123.4
1	1.39474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	173.3	99.6
1	1.53158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	175.4	75.8
1	1.66842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	154.3	53.3
1	1.80526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	156.4	32.0
1	1.94211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	128.1	11.1
1	2.07895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	130.1	-6.5
1	2.21579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	132.2	-24.5
1	2.35263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	96.1	-38.4
1	2.48947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	98.2	-51.7
1	2.62632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	31.5	-60.7
1	2.76316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	33.5	-65.2
1	2.9	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-44.8	-68.3
1	0.3	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	164.4	282.9
1	0.43684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	179.3	258.2
1	0.57368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	181.4	232.9
1	0.71053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	184.5	207.5
1	0.84737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	186.5	181.7
1	0.98421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	181.5	155.9
1	1.12105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	183.6	130.7
1	1.25789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	185.6	105.2
1	1.39474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	172.8	81.3
1	1.53158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	174.9	57.5
1	1.66842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	153.8	34.9
1	1.80526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	155.9	13.7
1	1.94211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	126.5	-7.0
1	2.07895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	128.6	-24.5
1	2.21579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	130.6	-42.2
1	2.35263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	93.6	-55.8
1	2.48947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	95.6	-68.8
1	2.62632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	27.4	-77.4
1	2.76316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	29.4	-81.3
1	2.9	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-50.5	-83.8

VANI SCALA

Relazione di calcolo rampa scale

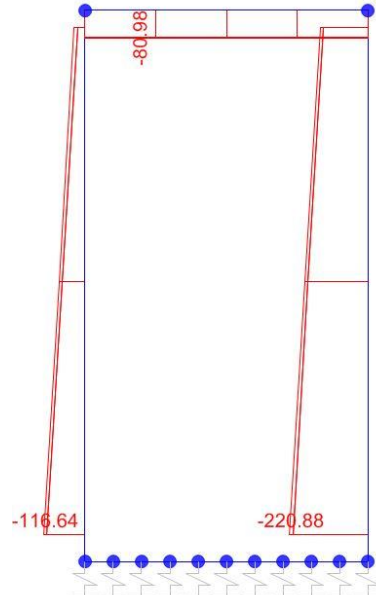
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 001	C	63 di 77

2	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-126.1	-70.1	-81.7
2	3.075	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-169.2	-36.6	89.4
2	5.95	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-212.3	55.7	86.9
2	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-134.7	-73.9	-89.0
2	3.075	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-177.8	-40.4	85.9
2	5.95	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-220.9	51.9	72.6
3	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-77.2	23.8	40.0
3	0.8	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-77.2	37.4	15.5
3	1.6	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-77.2	51.0	-19.8
3	2.4	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-77.2	64.6	-66.1
3	3.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-77.2	78.2	-123.2
3	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-81.0	23.8	31.9
3	0.8	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-81.0	37.4	7.4
3	1.6	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-81.0	51.0	-27.9
3	2.4	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-81.0	64.6	-74.1
3	3.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-81.0	78.2	-131.2
4	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-21.8	64.8	-71.8
4	3.075	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-65.0	-45.6	-113.5
4	5.95	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-108.1	-229.5	275.1
4	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-30.4	61.1	-79.1
4	3.075	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-73.5	-49.3	-117.0
4	5.95	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-116.6	-233.3	260.9

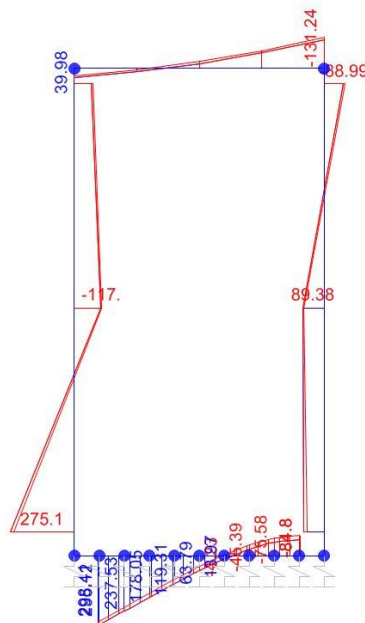


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	189.1	298.4
02	0.0	0.0	83.8
03	-21.8	233.3	89.0
04	0.0	78.2	131.2
05	0.0	0.0	40.0
06	-108.1	233.3	275.1

Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

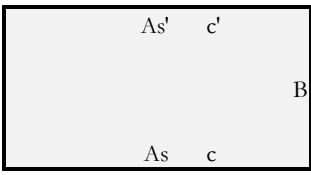
5.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	Geometria della Sezione:	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	H	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	As' c'	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	530 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	500.5 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	329.7 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	24		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	4524 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	4524 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	4524 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm		
s. Staffe	Passo staffe	200 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131 mmq/m	11.31 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	298.4 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	85%
Mrd	Momento ultimo resistente	855 kNm	Coeff.Sfrutt.	59%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	303 kN	Coeff.Sfrutt.	109%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528 kN	Coeff.Sfrutt.	62%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-45 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	141 Mpa	Coeff.Sfrutt.	39%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	27%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	212 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.17 mm	Coeff.Sfrutt.	85%

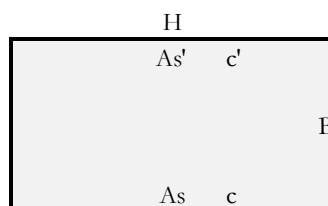
Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	530	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	190.4	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	24		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	4524 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	4524	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	4524	mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12	mm	
s. Staffe	Passo staffe	200	mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5	[range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131	mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	83.8	kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0	kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80	fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	22%
Mrd	Momento ultimo resistente	855	kNm	Coeff.Sfrutt. 22%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	303	kN	Coeff.Sfrutt. 0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528	kN	Coeff.Sfrutt. 0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4	kNm	Coeff.Sfrutt.

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-13	Mpa	Coeff.Sfrutt. 3%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	40	Mpa	Coeff.Sfrutt. 11%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-1	Mpa	Coeff.Sfrutt. 8%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	212	kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.04	mm	Coeff.Sfrutt. 20%

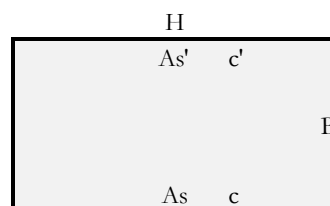
Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-34.2 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	186.4 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	370.3 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	89.0 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-21.8 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	70%
Mrd	Momento ultimo resistente	733 kNm	Coeff.Sfrutt.	25%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	290 kN	Coeff.Sfrutt.	128%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528 kN	Coeff.Sfrutt.	70%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-15 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	47 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	208 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.05 mm	Coeff.Sfrutt.	25%

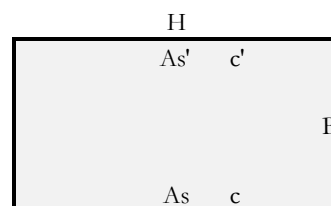
Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	330 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	221.4 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	138.7 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante 3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim. 0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	131.2 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	86%
Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	62%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	215 kN	Coeff.Sfrutt.	64%
Vrd	Taglio ultimo resistente	215 kN	Coeff.Sfrutt.	64%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-37 Mpa	Coeff.Sfrutt.	10%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	148 Mpa	Coeff.Sfrutt.	41%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	32%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.17 mm	Coeff.Sfrutt.	86%

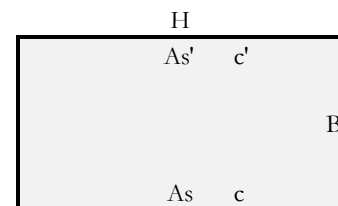
Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	93.2 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	40.0 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	26%
Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	26%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	215 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	215 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-11 Mpa	Coeff.Sfrutt.	3%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	45 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	10%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.04 mm	Coeff.Sfrutt.	22%

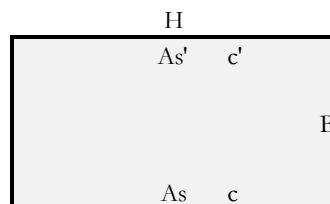
Oggetto:

Stazione di Pontecagnano - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-150.6 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	464.0 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	370.3 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	275.1 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-108.1 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	81%
Mrd	Momento ultimo resistente	759 kNm	Coeff.Sfrutt.	61%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	306 kN	Coeff.Sfrutt.	121%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528 kN	Coeff.Sfrutt.	70%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-47 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	141 Mpa	Coeff.Sfrutt.	39%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	28%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	218 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt.	81%

Si riportano i coefficienti di sfruttamento nelle sezioni notevoli per le verifiche SLU/SLV/SLE:

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:							
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ04	SEZ05	SEZ06
SLU	Med/Mrd	59%	22%	25%	62%	26%	61%
SLU	Ved/Vrd	62%	0%	70%	64%	0%	70%
SLE	(sigse/sigsr)s	12%	3%	4%	10%	3%	13%
SLE	(sigse/sigsr)i	39%	11%	13%	41%	13%	39%
SLE	(sigce/sigcr)s	27%	8%	9%	32%	10%	28%
SLE	wk/wklim	85%	20%	25%	86%	22%	81%
	MAX	85%	22%	70%	86%	26%	81%
	MAX	86%					

I coefficienti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

5.7. ARMATURE DI RIPARTIZIONE

Le armature di ripartizione delle pareti e della soletta vengono dimensionate per sostenere gli effetti del ritiro igrometrico i quali generano una trazione pura per deformazioni impedita a causa della soletta inferiore gettata precedentemente e che può aver dissipato tali effetti.

La ϵ ritiro induce nel calcestruzzo una tensione di trazione superiore alla sua resistenza a trazione, ne deriva la fessurazione e il trasferimento di tutta la trazione sull'acciaio teso. Per ottenere delle fessure uniformemente distribuite e non concentrate in alcuni punti con ampiezze macroscopiche, si applica un principio di non plasticizzazione delle armature. Per limitare l'ampiezza delle fessure, pur distribuite, che si ottengono applicando tale principio, si applica quanto previsto al § 7.3.2 dell'Eurocodice 2 - UNI EN 1992 1-1: "Aree minime di armatura", in particolare la formula (7.1):

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

dove:

$A_{s,min}$ è l'area minima di armatura nella zona tesa;

A_{ct} è l'area di calcestruzzo nella zona tesa. La zona tesa è quella parte della sezione che risulta in trazione subito dopo la formazione della prima fessura; è pari a tutta l'area della sezione per trazione pura, alla metà per flessione;

σ_s è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura. Tale tensione può essere assunta pari alla tensione di snervamento f_{yk} dell'armatura. Può essere però necessario fissare un valore minore per soddisfare i limiti di apertura delle fessure secondo il massimo diametro o la massima spaziatura tra le barre (vedere punto 7.3.3).

$f_{ct,eff}$ è il valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure;

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ se la formazione delle fessure è prevista prima di 28d;

k è il coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi, $k=1$

k_c è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione e della variazione del braccio di leva; $k_c=1$ per trazione, $k_c=0,4$ per flessione, $k_c = 0,4 \cdot (1 - \text{funz}(\sigma_c))$ nel caso flessione combinata con sforzo normale.

base della sezione		1000 mm
altezza della sezione		400 mm
area sezione calcestruzzo	A_{ct}	400000 mm ²
tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450 Mpa
resist. Caratt. Cilindrica cls a compressione	f_{ck}	30 Mpa
tensione resistente cls a trazione	$f_{ct,eff}=0,3(f_{ck})^{2/3}$	2.90 Mpa
coefficiente k_c	k_c	1.00
coefficiente k	k	1.00
area minima acciaio teso nella sezione	$A_{s,min}$	2575 mm ²

P.to 7.3.3 EC2 1992:1-1): Dove è disposta l'armatura minima indicata al punto 7.3.2, le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive se: per fessurazione causata principalmente da deformazioni impedito, il diametro delle barre non eccede quello dato nel prospetto 7.2N, dove la tensione nell'acciaio è quella che si ha subito dopo la fessurazione [cioè il termine σ_s nell'espressione (7.1)];

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione¹⁾**

Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_1 = 0,4$ e $k' = 1,0$.

2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

Il diametro massimo delle barre si raccomanda sia modificato come segue:

Trazione (la sezione è tutta tesa):

$$\phi_s = \phi^*_s (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)) \quad (7.7N)$$

dove:

 ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

 ϕ^*_s è il diametro massimo dato nel prospetto 7.2N;

 h è l'altezza totale della sezione;

 h_{cr} è l'altezza della zona tesa subito prima della fessurazione, considerando i valori caratteristici della forza di precompressione e delle forze assiali sotto la combinazione di azioni quasi-permanente;

 d è l'altezza utile valutata rispetto al baricentro dello strato più esterno di armatura ordinaria.

 Se tutta la sezione è tesa $h-d$ è la minima distanza tra il baricentro dello strato di armatura e il lembo esterno della sezione (considerare ciascun lembo se la barra non è disposta simmetricamente).

Verifica armatura trasversale:

diametro barre trasversali	Φ_{trav}	16 mm	< F_s	Verifica soddisfatta
passo barre trasversali	passo	100 mm		
N.strati barre trasvers. (sup.+inf.+intermedi)	n.strati	2		
Area barre trasversali	A_s	4021 mm ²		
stato tensionale barre dopo fessurazione	σ_s	288 mm ²	< f_{yk}	Verifica soddisfatta
ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm	ϕ^*_s	6 mm		
altezza zona tesa prima della fessurazione	h_{cr}	400 mm		
altezza totale sezione	h	400 mm		
copriferro (asse barre)	c	50 mm		
altezza utile sezione	d	350 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	ϕ_s	24 mm	(= F_s)	

5.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	60 cm			
con armatura principale esterna		F22 /100		3801 mm ²
con armatura principale interna		F22 /100		3801 mm ²
Soletta superiore di spessore	40 cm			
con armatura principale superiore		F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale inferiore		F20 /100		3142 mm ²
Soletta inferiore di spessore	60 cm			
con armatura principale superiore		F24 /100		4524 mm ²
con armatura principale inferiore		F24 /100		4524 mm ²

Le pareti necessitano di armatura a taglio **F12 /200** dir.princ. /500 dir.trasv.

La soletta superiore non necessita di armatura a taglio.

La soletta inferiore necessita di armatura a taglio **F12 /200** dir.princ. /500 dir.trasv.

(Le armature a taglio sono state disposte ove non risultano soddisfatte le verifiche con V_{rd} senza armatura a taglio)

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:
Pareti	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	53% di 7603 mm ²
Soletta superiore	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	64% di 6283 mm ²
Soletta inferiore	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	44% di 9048 mm ²

Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	2.60 m	Spessore piedritti	Sp	0.60 m
Altezza libera	Hint	5.05 m	Spessore soletta	Ss	0.40 m
incidenza sovrapp.		20%	Spessore fondazione	Sf	0.60 m
			copriferro	c	0.07 m

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
piedritto	22	100	0	1000	22	100	0	1000	12	200	500
soletta	20	100	0	1000	20	100	0	1000	0	1000	1000
fondaz.	24	100	0	1000	24	100	0	1000	12	200	500
ripartiz.	16	100	x	2 strati							
Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incd [kg/m ³]	Inc%					
piedritto	6.83	0.66	3.0	532	175	44%					
soletta	4.18	0.46	1.5	247	163	10%					
fondaz.	4.58	0.66	2.3	417	183	17%					
ripartiz.			9.9	670	68	28%					
TOTALE			9.9	2398	243	100%					

6. SCALA

Si riporta nel seguito una sezione, volta ad individuare le grandezze impiegate nel dimensionamento:

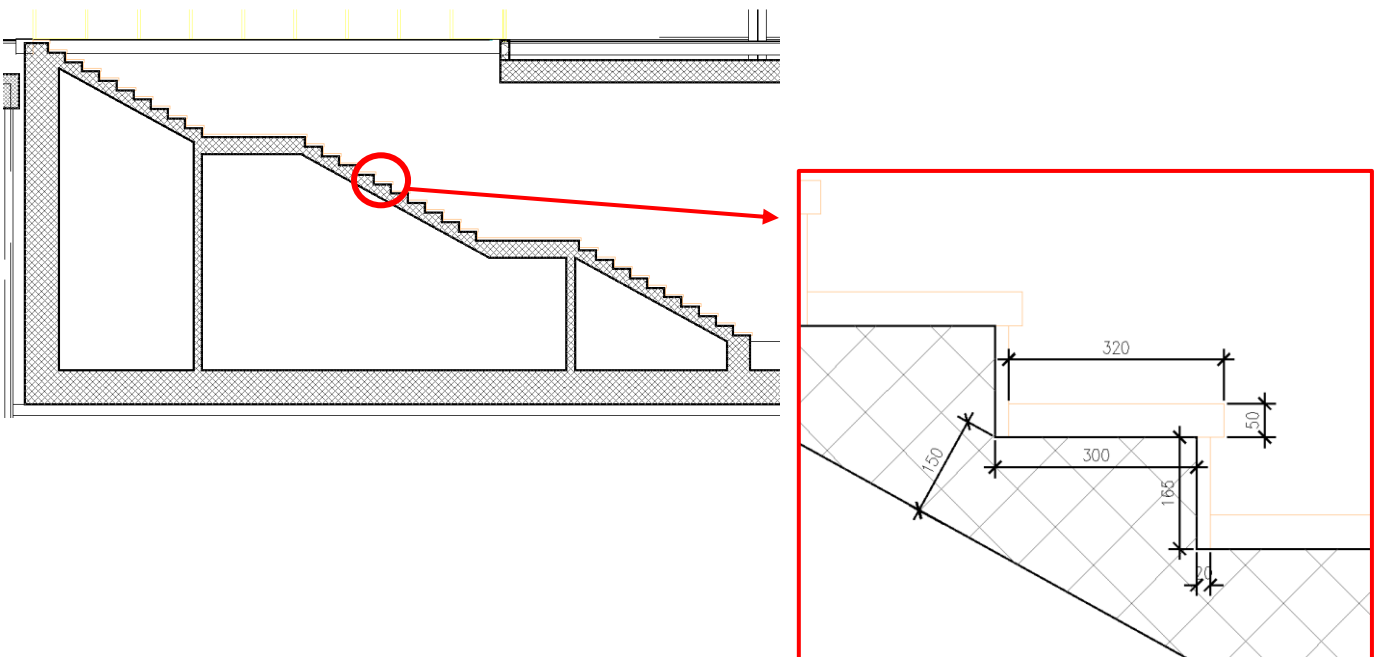


Figura 13. Sezione longitudinale del vano scala

Lo schema statico è quello di trave doppiamente incastrata ai muri laterali e la sezione di verifica sarà composta da una fascia di c.a. di dimensioni: 0,15 m x 1,00 m. avente come luce la distanza tra i due muri laterali pari a 2,60 m..

I carichi agenti sono:

- 1) Il peso proprio degli elementi (G1);
- 2) Il peso del cls necessario a realizzare la forma dei gradini (G2):

$$p = A * \gamma_{cls} = (0.165m * 0.3m) / 2 * 25 \text{ kN/m}^3$$

- 3) Il peso della pavimentazione (G2):

$$p = A * \gamma_{pav} = (0.32m * 0.05m + 0.165m * 0.02m) * 20 \text{ kN/m}^3$$

- 4) Il carico dovuto alla presenza di persone (Q):

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

Le verifiche che sono state svolte sono le seguenti:

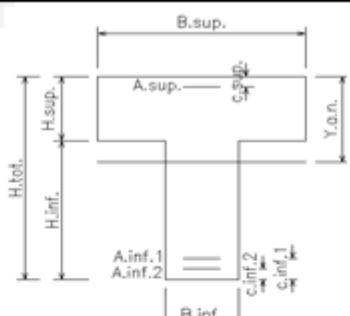
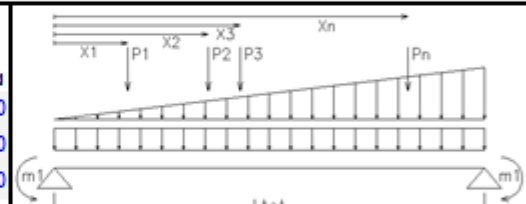
- **Verifiche SLU:**

- Momento flettente (incastri e mezzeria);
- Taglio.

- **Verifiche SLE:**

- Verifiche tensionali secondo quanto prescritto dalle NTC2018 al §4.1.2.2.5.1;
- Verifiche a fessurazione;
- Verifiche di deformabilità (freccia massima).

6.1. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA

OGGETTO SCALA STAZIONE DI PONTECAGNANO						
DESCRIZIONE CALCOLO TRAVI IN C.A.						
Luce di calcolo	2.60 [m]	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> <i>Per sezione rettangolare B.inf. = B.sup.</i> </div>				
B.inf.	1.00 [m]					
B.sup.	1.00 [m]					
H.inf.	0.15 [m]					
H.sup.	0.00 [m]					
P.specif.	25.00 [DaN/m ³]					
Inclinaz.Trave [scale]	0.55 [alzata/pedata] (1.141)					
H.tot.	0.15 [m]					
P.proprio [G ₁]	4.28 [kN/m]					
COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE E PARZIALI DI SICUREZZA:						
γ_{e1}	1.30	ψ_q		ψ_{11}	ψ_{21}	
γ_{e2}	1.30	Q ₁		0.70	0.50	0.30
γ_{e1}	1.50	Q ₂		0.70	0.50	0.30
γ_{e2}	1.50	Q ₃		0.70	0.50	0.30
γ_{e3}	1.50					

CARICHI AGENTI: uniformi, triangolari con max all'incastro o all'estremità libera, concentrati.							
	GRADINO		PAVIMENTAZIONE		FOLLA		
UNIF.	Carico [kN/m ²]	L ₁ [m]	Carico [kN/m ²]	L ₂ [m]	Carico [kN/m ²]	L ₃ [m]	Carico [kN/m ²]
G ₁							
G ₂	2.06	1.00	1.40	1.00			
Q ₁					5.00	1.00	
Q ₂							
Q ₃							

VANI SCALA
 Relazione di calcolo rampa scale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 001	C	77 di 77

DATI SLU [EC2 §3.1.2. PRO SP.3.1]		B450C [NTC18 § 11.3.2.1]	Coeff. Riduttivi: [NTC18§4.1.2.1.1.1]		
f_{ok}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]	α_{cc}	0.85
$f_{ok,oube}$	37 [MPa]	f_{tk}	540 [MPa]	γ_c	1.50
ε_{C4}	0.00070	E_{sm}	210000 [MPa]	Coeff. RID. SOLETTA	0.80
ε_{CU}	0.00350	f_{yD}	391.3 [MPa]	[NTC08§4.1.2.1.1.3]	
E_{om}	32836 [MPa]	ε_{yD}	0.001863	γ_s	1.15
f_{od}	17.00 [MPa]				
DATI SLE		[NTC18 §11.2.10.6-11.2.10.7]	Coeff. Riduttivi: [NTC18 § 4.1.2.2.5.1]		
f_{ok}	30 [MPa]	A_c	1500 [cm ²]	rid. f_{ok}	0.60 [rara]
f_{otm}	2.90 [MPa]	u	2.30 [cm]	rid. f_{ok}	0.45 [perm.]
B450C	[NTC08 § 11.3.2.1]	h_0	13043 [mm]	Coeff. RID. SOLETTA	0.80
f_{yk}	450 [MPa]	$\bar{\phi}$	1.80	[NTC08 § 4.1.2.2.5.2]	
E_{sm}	210000 [MPa]	E_{om}	32836 [MPa]	rid. f_{yk}	0.80 [rara]

A.inf.1 ed A.inf.2 sono entrambe tese in mezzera, mentre agli appoggi soltanto A.inf.2 è compressa, si trascura A.inf.1

Armature Cop.[cm]	$\bar{\phi}a$ [mm]	n°.	$\bar{\phi}b$ [mm]	n°.	A [cm ²]	c,h1,h2 [cm]	
sup.	5.0	16	2		4.02	5.0 MEZZERIA	
inf.1					0.00	15.0	
inf.2	5.0	16	2		4.02	10.0	
sup.	5.0	16	2		4.02	5.0 APPOGGIO SX	
inf.1					0.00	15.0	
inf.2	5.0	16	2		4.02	10.0	
sup.	5.0	16	2		4.02	5.0 APPOGGIO DX	
inf.1					0.00	15.0	
inf.2	5.0	16	2		4.02	10.0	
Armature a taglio:		$\bar{\phi}$ STAFFE	10	N° BRACCIA		passo	25.0

Taglio ridotto appoggi <S/N>

[NTC2018 P.to 4.1.2.1.3.3 - EC2 P.to 6.2.1.(8)]

S.L.U.	$M_{Ed,MAX}$	14.8 [Unità: kN*m, kN]			
$M_{Ed,MEZ.}\%$	33%	$M_{Ed,MEZ.}$	4.9	$M_{Rd,MEZ.}$	20.7 M_{Ed}/M_{Rd} 0.237 <= 1; VERIFICA OK
$M_{Ed,APP. SX.}\%$	67%	$M_{Ed,APP. SX.}$	9.9	$M_{Rd,APP. SX.}$	20.7 M_{Ed}/M_{Rd} 0.481 <= 1; VERIFICA OK
$M_{Ed,APP. DX.}\%$	67%	$M_{Ed,APP. DX.}$	9.9	$M_{Rd,APP. DX.}$	20.7 M_{Ed}/M_{Rd} 0.481 <= 1; VERIFICA OK
		$V_{Ed,APP.}$	22.83	$V_{Rd,APP.}$	55.0 V_{Ed}/V_{Rd} 0.415 <= 1; VERIFICA OK

S.L.E. STATI TENSIONALI	[NTC18 § 4.1.2.2.5.1 + § 4.1.2.2.5.2]
Calcestruzzo compresso	RARA Coeff. Sfruttamento 0.319 <= 1; VERIFICA OK
Calcestruzzo compresso	PERM Coeff. Sfruttamento 0.309 <= 1; VERIFICA OK
Acciaio teso	RARA Coeff. Sfruttamento 0.504 <= 1; VERIFICA OK

VERIFICA A FESSURAZIONE	[NTC08 § 4.1.2.2.4.6 + C.617/09 § C4.1.2.2.4]
$\omega_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{sm,MAX}$ [C4.1.15]	Armatura poco sensibile Cond.Ambientale ordinaria
ω_d =[mm] 0.20 RARA	ω_{oslo} =[mm] 0.1541 Coeff.Sfrutt. 0.770 VERIFICA OK
ω_d =[mm] 0.30 FREQ.	ω_{oslo} =[mm] 0.1706 Coeff.Sfrutt. 0.569 VERIFICA OK

VERIFICA DI DEFORMABILITA'	[DaN,cm]	[NTC08 § 4.1.2.2.2 + C.617/09 § C4.1.2.2.2 + EC2 § 7.4.1/§ 7.4.3]
E_{too}	117,271 [DaN/cm ²]	Carico fr_{smm} fr_{smm} $fr_{oslo,finale}$ Coef.sfrutt.
$J_{PARZ.}$	4,077 [cm ⁴]	G1+G2+Q L/300 0.867 0.163 0.188 <= 1; VERIF. OK
$J_{INT.REAG.}$	28,879 [cm ⁴]	G2+Q L/500 0.520 0.088 0.169 <= 1; VERIF. OK
$M_{SEMNC.}$	= 0%	

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

L'armatura prevista è un armatura simmetrica composta da 2 ϕ 16 ogni gradino.