

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

FABBRICATI DI STAZIONE

FV03 - Stazione di Lercara dir - km 29+147

Relazione di calcolo scala

SCALA:

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	FV0300	014	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. INTEGRA	Maggio 2020	F. COPPINI 	Maggio 2020	A. BARBECA 	Maggio 2020	F. COPPINI Maggio 2020 ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dot. Ing. Francesco Sestini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 23172 Sez. A.

File: RS3Z00D26CLFV0300014A

n. Elab.:

INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	5
3.1	CALCESTRUZZO	5
3.1.1	<i>CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE.....</i>	5
3.2	ACCIAIO.....	5
3.2.1	<i>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....</i>	5
4.	ANALISI DEI CARICHI	6
4.1	RAMPA	6
4.1.1	<i>PESO PROPRIO</i>	6
4.1.2	<i>CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....</i>	7
4.1.3	<i>ACCIDENTALI.....</i>	8
4.2	PIANEROTTOLI	9
4.2.1	<i>PESO PROPRIO</i>	9
4.2.2	<i>CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....</i>	9
4.2.3	<i>ACCIDENTALI.....</i>	9
5.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	10
6.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	11
7.	GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	14
8.	VERIFICHE.....	16

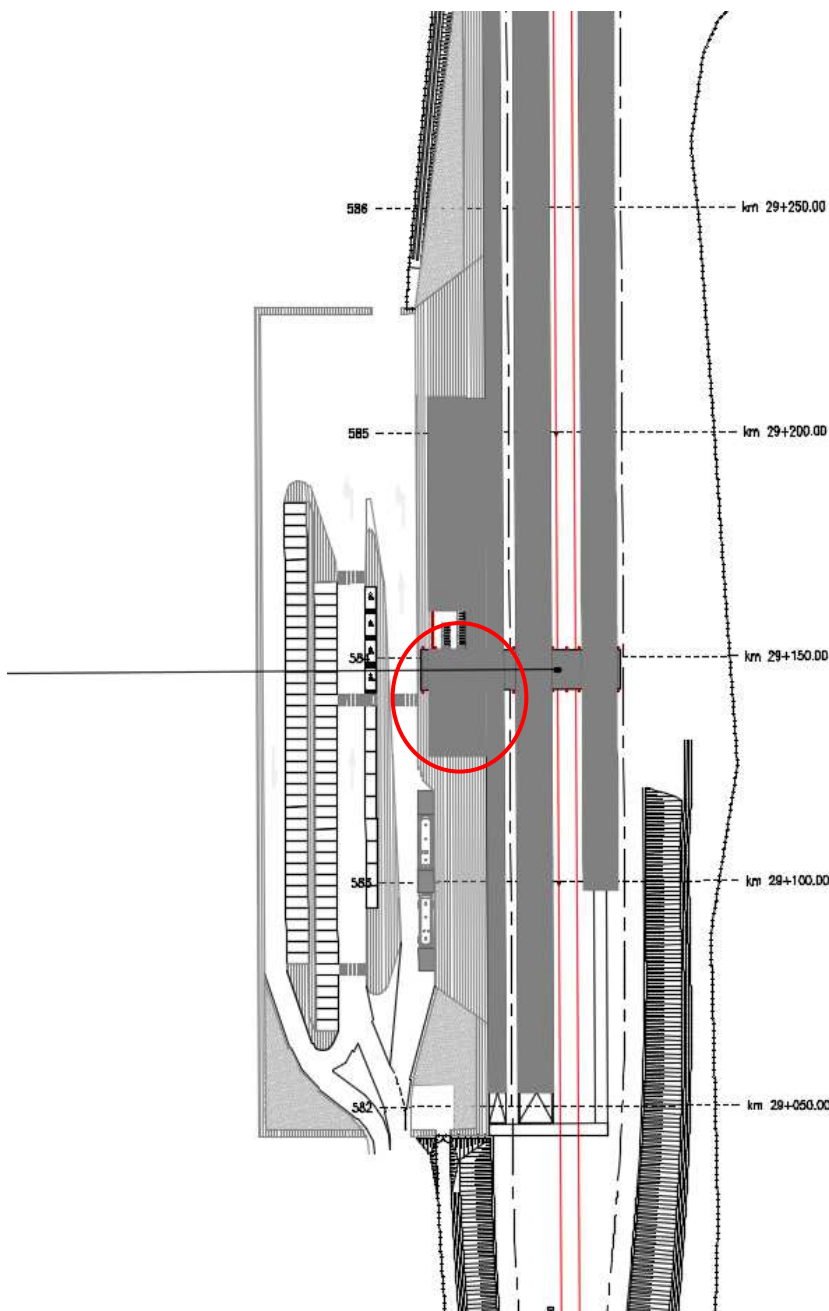
8.1	RAMPA	16
8.1.1	<i>STATO LIMITE ULTIMO</i>	16
8.1.2	<i>STATO LIMITE DI ESERCIZIO</i>	18
8.2	PANEROTTOLI.....	19
8.2.1	<i>STATO LIMITE ULTIMO</i>	19
8.2.2	<i>STATO LIMITE DI ESERCIZIO</i>	21

Relazione di calcolo scala

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300014	A	2 di 24

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di sicurezza e stabilità della scala di collegamento del fabbricato viaggiatori al ponte pedonale, nell'ambito del raddoppio della tratta ferroviaria Fiumetorto - Lercara. La struttura in parola fa parte dei fabbricati della stazione di Lercara (prog. km 29+147 - LS PA-CT km 76+576.85).





PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO - LERCARA
DIRAMAZIONE - LOTTO 1+2

Relazione di calcolo scala

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300014	A	3 di 24

Lo schema statico della scala è quello di una soletta rampante incastrata sui setti in corrispondenza dei pianerottoli.

La singola rampa ha una larghezza di 2m.

Lo spessore della soletta è di 0.25m, l'alzata dei gradini è pari a 0.163m mentre la pedata è pari a 0.3m.

Lo spessore dei pianerottoli è pari a 0.4m.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- DM 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP: *istruzioni per l’applicazione delle NTC 2018*;
- RFICTCSIMAIIFS001_C: *Manuale di progettazione delle opere civili, 21/12/2018*
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Classe C28/35

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 29,05 \cdot 0,85 / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,83 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione: XC3 (condizioni ambientali ordinarie)

Per gli elementi strutturali della elevazione si assume un copriferro pari a:

elementi monodimensionali: 35 mm (valutato al netto della staffa)

elementi bidimensionali: 30 mm (valutato al netto della staffa).

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 4.1.IV delle NTC 2018, assumendo di trovarsi in condizioni ambientali ordinarie (vedi Tab. 4.1.III NTC 2018) con armatura poco sensibile; i limiti adottati per la verifica nei confronti di tale stato limite sono riportati di seguito:

$$\text{combinazione delle Azioni Frequente: } w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

$$\text{combinazione delle Azioni Quasi Permanente } w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio

B450C

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2;$$

tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2;$$

resistenza di calcolo a trazione

$$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2;$$

modulo elastico

$$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2.$$

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 RAMPA

Dati geometrici della rampa

inclinazione rampa	28.5 °
a	0.163 m
p	0.3 m
s soletta	0.25 m
Larghezza rampa	2 m

Nel calcolo dei carichi si considera 1m di proiezione in orizzontale dell'inclinata. Pertanto la relativa lunghezza inclinata è pari a: $1m/\cos(\alpha) = 1.14m$.

4.1.1 PESO PROPRIO

γ_{cls} 25 kN/m³

peso soletta 14.2 kN/m in 1m orizzontale
12.5 kN/m sull'inclinata di 1.14m

Su larghezza unitaria:

7.11 kN/mq in 1m orizzontale
6.25 kN/mq sull'inclinata di 1.14m

peso gradini

peso 1 gradino 1.22 kN
n° gradini/ml 3.33 in orizzontale
peso gradini/ml 4.08 kN/m in 1m orizzontale
3.58 kN/m sull'inclinata di 1.14m

Su larghezza unitaria:

2.04 kN/mq in 1m orizzontale
1.79 kN/mq sull'inclinata di 1.14m

TOTALE PP (sull'intera larghezza rampa)

p
orizzontale **18.30** kN/m in 1m orizzontale
inclinata **16.08** kN/m sull'inclinata di 1.14m

TOTALE PP (su larghezza unitaria)

q
orizzontale **9.15** kN/mq in 1m orizzontale
inclinata **8.04** kN/mq sull'inclinata di 1.14m

4.1.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

intonaco

γ	20 kN/m ³
intonaco intradosso	
spessore intonaco	1.5 cm
peso intonaco/ml	0.68 kN/m
	0.6 kN/m

allettamenti

γ	18 kN/m ³
pedata	
s	2 cm
	0.72 kN/m
	0.63 kN/m
alzata	1 cm
	0.10 kN/m
	0.09 kN/m
Sommano allettamenti	0.82 kN/m
	0.72 kN/m

Rivestimenti

γ	26 kN/m ³
pedata	
s	0.03 m
b	0.33 m
peso una pedata	0.51 kN
peso pedate/ml	1.72 kN/m
	1.51 kN/m
alzata	
s	0.03 m
h	0.16 m
peso una pedata	0.25 kN
peso pedate/ml	0.85 kN/m
	0.74 kN/m
Sommano rivestimenti	2.56 kN/m
	2.25 kN/m

Parapetti

n	2.00	
p 1 parapetto	0.20	kN/m
p tot	0.40	kN/m
p tot	0.46	kN/m

TOTALE PERMANENTI PORTATI (sull'intera larghezza)

	p	
orizzontale	4.52	kN/m
inclinata	3.97	kN/m

TOTALE PERMANENTI PORTATI (su larghezza unitaria)

	q	
orizzontale	2.26	kN/mq
inclinata	1.99	kN/mq

4.1.3 ACCIDENTALI

carico accidentale (cat.C3 tab. 3.1.II NTC18) 5 kN/m²

TOTALE ACCIDENTALI (sull'intera larghezza)

	p	
in 1m orizzontale	5.00	kN/m
sull'inclinata di 1.14m	4.39	kN/m

TOTALE ACCIDENTALI (su larghezza unitaria)

	q	
in 1m orizzontale	5.00	kN/mq
sull'inclinata di 1.14m	4.39	kN/mq

4.2 PIANEROTTOLI

4.2.1 PESO PROPRIO

γ cls	25 kN/m ³
soletta	0.40 m
peso soletta a mq	10 kN/mq

4.2.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

intonaco

γ	20 kN/m ³
spessore intonaco	1.5 cm
peso intonaco a mq	0.30 kN/mq

allettamenti

γ	18 kN/m ³
s	2 cm
peso a mq	0.36 kN/mq

Rivestimenti

γ	26 kN/m ³
s	3 cm
peso a mq	0.78 kN/mq

TOTALE PERMANENTI PORTATI

1.44 kN/mq

4.2.3 ACCIDENTALI

carico accidentale (cat.C3 tab. 3.1.II NTC18) 5 kN/m²

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:

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

- Combinazione caratteristica (rara):

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

- Combinazione frequente:

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

- Combinazione quasi permanente:

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

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali dei carichi variabili sono pari a:

	Accidentale (cat. C)
ψ_0	0.7
ψ_1	0.7
ψ_2	0.6

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si adotta l'Approccio Progettuale 2, in cui si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I delle NTC 2018, di seguito riportata.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche agli SLU

Azione		Coefficiente γ_F	A1 STR	A2 GEO
Carichi Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevoli		1,30	1,00
Carichi Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30
Carichi Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30

In accordo ai coefficienti delle precedenti tabelle sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni allo SLU

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale
SLU STR 1	1.3	1.5	1.5

Combinazioni allo SLE RARA

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale
SLE RARA 1	1	1	1

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale
SLE FREQ. 1	1	1	0.7

Combinazioni allo SLE QUASI PERMANENE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale
SLE Q.P. 1	1	1	0.6

6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la modellazione si utilizza il programma di calcolo agli elementi finiti “SAP 2000 NonLinear” della Computer and Structures, Inc.

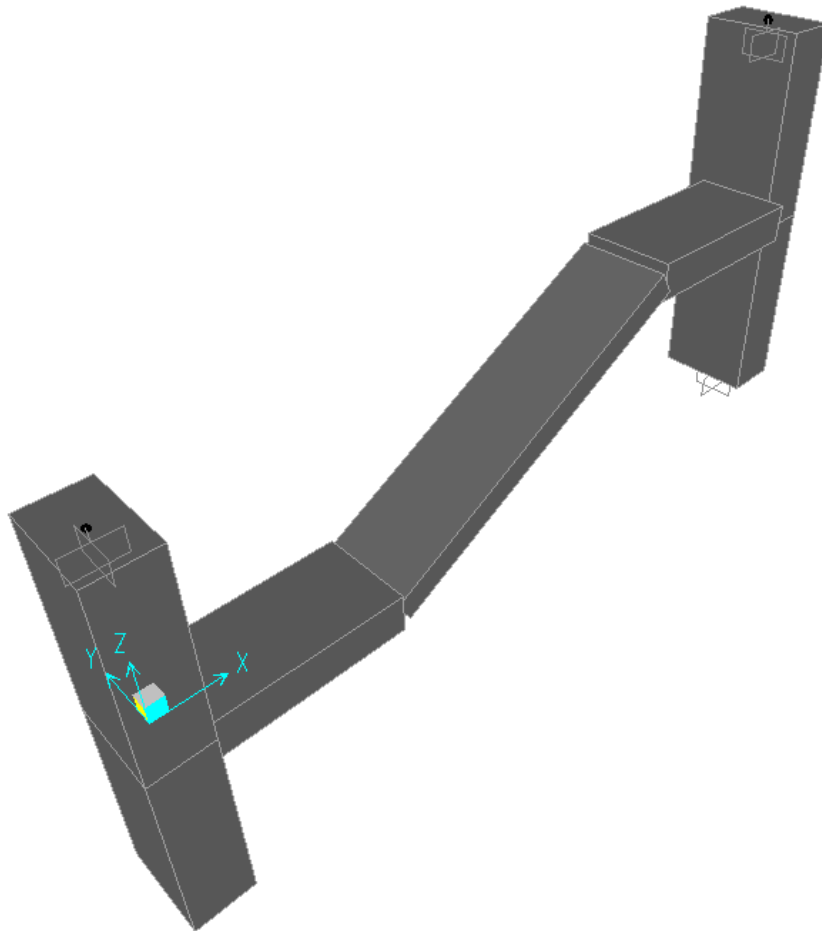
Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura, viene realizzato un modello bidimensionale in cui sono inseriti gli elementi strutturali (soletta e pianerottoli modellati con elementi finiti monodimensionali tipo frame). È stato inserito anche un tratto delle pareti su cui sono incastrati i pianerottoli al fine di considerare il giusto grado di incastro tra i due elementi strutturali. Il modello è riferito ad una larghezza unitaria della struttura.

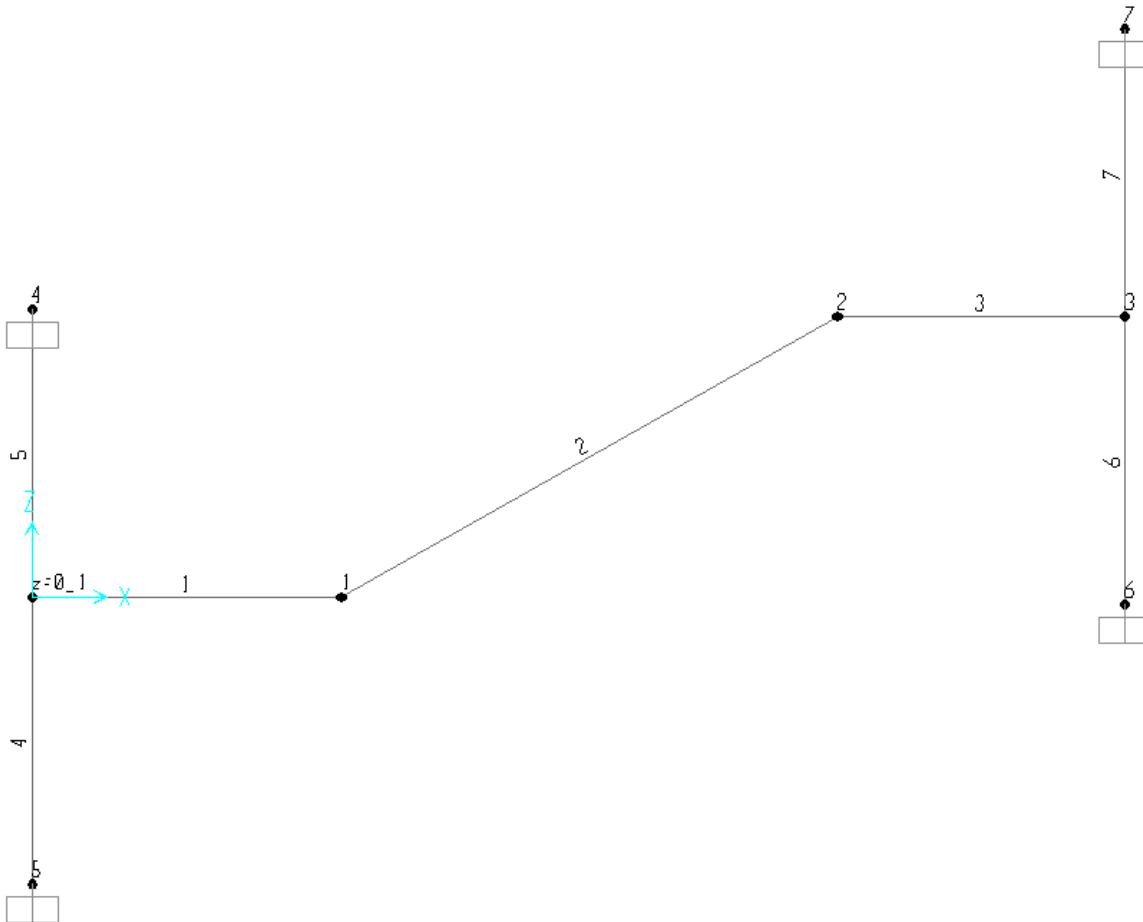
Secondo quanto suggerito dalle NTC 2018 al § 7.2.6, per tener conto della fessurazione dei materiali fragili, la rigidità flessionale e a taglio degli elementi in cemento armato può essere abbattuta fino al 50%. Pertanto, nel modello realizzato su SAP2000, per la valutazione delle sollecitazioni che interessano le membrature nella sola combinazione sismica, è possibile abbattere il modulo di rigidità di tutti gli elementi strutturali della metà (assumendo $E_{prog} = 0,50 \cdot E_{cls}$).

Relazione di calcolo scala

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300014	A	12 di 24

Si riporta di seguito una vista 3D del modello di calcolo e la numerazione delle aste e dei nodi:





Numerazione frame e nodi

7. GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Viene effettuato un confronto tra le reazioni verticali calcolate dal programma "SAP 2000 NonLinear" della Computer and Structures per i diversi carichi applicati e le stesse calcolate manualmente.

Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	KN
4	DEAD	LinStatic	45.9
5	DEAD	LinStatic	45.9
6	DEAD	LinStatic	47.2
7	DEAD	LinStatic	47.2
		Somma	186.3

Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	KN
4	Gradini	LinStatic	1.6
5	Gradini	LinStatic	1.6
6	Gradini	LinStatic	1.9
7	Gradini	LinStatic	1.9
		Somma	7.1

Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	KN
4	PermanentiPortati	LinStatic	3.3
5	PermanentiPortati	LinStatic	3.3
6	PermanentiPortati	LinStatic	3.7
7	PermanentiPortati	LinStatic	3.7
		Somma	13.9

Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	KN
4	Accidentali	LinStatic	9.1
5	Accidentali	LinStatic	9.1
6	Accidentali	LinStatic	10.0
7	Accidentali	LinStatic	10.0
		Somma	38.1

Condizione di carico “DEAD”

Rampa:

$$25\text{kN/mc} \times 0.25\text{m} \times 1\text{m} \times 3.96\text{m} = 24.8 \text{ kN}$$

Pianerottoli:

$$25\text{kN/mc} \times 0.4\text{m} \times 1\text{m} \times (2.15\text{m}+2.00\text{m}) = 41.5 \text{ kN}$$

Setti:

$$25\text{kN/mc} \times 0.6\text{m} \times 1\text{m} \times 6\text{m} = 120 \text{ kN}$$

Sommano: **186.3 kN** coincidente con la reazione del modello

Condizione di carico “Gradini”

Peso gradini a ml di inclinata per larghezza di rampa unitaria: 1.79 kN/m

$$1.79\text{kN/m} \times 3.96\text{m} = 7.1 \text{ kN kN} \quad \text{coincidente con la reazione del modello}$$

Condizione di carico “Permanenti portati”

Rampa:

Peso permanenti portati a ml di inclinata per larghezza di rampa unitaria: 1.99 kN/m

$$1.99\text{kN/m} \times 3.96\text{m} = 7.9 \text{ kN kN}$$

Pianerottoli:

Peso permanenti portati a ml per larghezza di pianerottolo unitaria: 1.44 kN/m

$$1.44\text{kN/m} \times (2.00\text{m} + 2.15\text{m}) = 6.0 \text{ kN kN}$$

Sommano: **13.9 kN** coincidente con la reazione del modello

Condizione di carico “Accidentali”

Rampa:

Accidentali a ml di inclinata per larghezza di rampa unitaria: 4.39 kN/m

$$4.39\text{kN/m} \times 3.96\text{m} = 17.4 \text{ kN kN}$$

Pianerottoli:

Accidentali portati a ml per larghezza di pianerottolo unitaria: 5.00 kN/m

$$5.00\text{kN/m} \times (2.00\text{m} + 2.15\text{m}) = 20.8 \text{ kN kN}$$

Sommano: **38.1 kN** coincidente con la reazione del modello

8. VERIFICHE

8.1 RAMPA

8.1.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.

Sollecitazioni di pressoflessione:

$N = 12 \text{ kN/m}$ (trazione)

$M = 29 \text{ kNm/m}$

Sollecitazioni di taglio:

$V = 34.6 \text{ kN/m}$

8.1.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

Le verifiche a presso flessione vengono condotte limitando i momenti resistenti a quelli della sezione in campo sostanzialmente elastico, secondo quanto prescritto dal § 7.4.1. delle NTC18 nel caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Armatura disposta: $\phi 14/20$ su entrambi i lembi

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	7.70	3.7
			2	7.70	21.3

Sollecitazioni		S.L.U. <input checked="" type="checkbox"/> Metodo n <input checked="" type="checkbox"/>	
N _{Ed}	12	0	kN
M _{xEd}	29	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

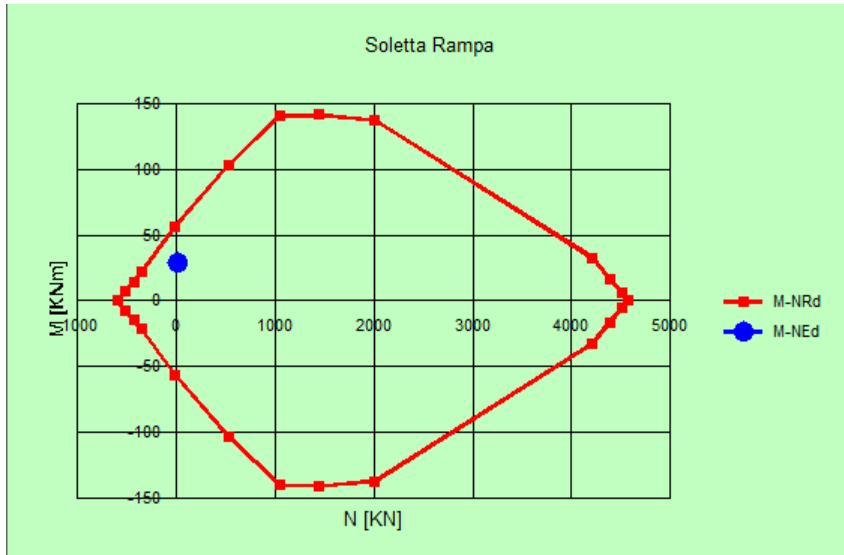
P.to applicazione N	
<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
	yN 0

Tipo rottura	
Lato acciaio - Acciaio snervato	

M _{xRd}	58.96	kN m
σ_c	-9.182	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ϵ_c	0.7016	‰
ϵ_s	1.957	‰
d	21.3	cm
x	5.621	x/d 0.2639
		δ 0.7699

Materiali	
B450C	C28/35
ϵ_{su}	1.957 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²
E_s	200,000 N/mm²
E_s/E_c	15
ϵ_{syd}	1.957 ‰
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²
ϵ_{c2}	2 ‰
ϵ_{cu}	2 ‰
f_{cd}	15.87
f_{cc}/f_{cd}	0.8
$\sigma_{c,adm}$	11
τ_{co}	0.6667
τ_{c1}	1.971

Metodo di calcolo	
<input checked="" type="radio"/> S.L.U.+	<input type="radio"/> S.L.U.-
<input checked="" type="radio"/> Metodo n	
Tipo flessione	
<input checked="" type="radio"/> Retta	<input type="radio"/> Deviata
N° rett.	100
Calcola MRd	Dominio M-N
L ₀	0 cm
Col. modello	
<input type="checkbox"/> Precompresso	



8.1.1.2 VERIFICA A TAGLIO

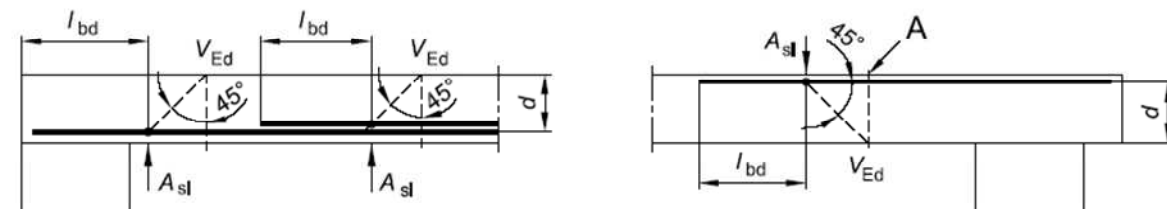
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	34.6	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.97	[-]
		1.97	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0036136	[-]
		0.0036136	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	110.13	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	110.92	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	110.92	[kN]

8.1.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

$N < 0$: compressione

SLE RARA:

$$M = 20.8 \text{ kNm/m}$$

$$N = 9.2 \text{ kN/m}$$

SLE FREQ

$$M = 18.9 \text{ kNm/m}$$

$$N = 7.8 \text{ kN/m}$$

SLE Q.PERM

$$M = 18.3 \text{ kNm/m}$$

$$N = 7.6 \text{ kN/m}$$

8.1.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 3.35 / 1.2 = - 2.36 \text{ MPa}$$

Le minime tensioni di trazione alle combinazioni quasi permanenti e frequenti sono pari a:

$$\sigma_{c_Q.PERM} = -1.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -1.57 \text{ MPa}$$

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

8.1.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha:

$$\sigma_c = 3.39 \text{ MPa} \text{ combinazione rara}$$

$$\sigma_c = 2.98 \text{ MPa} \text{ combinazione quasi permanente}$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s > \sigma_{s,max} = 0,80 f_{yk} = - 360.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = - 134.8 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_s > \sigma_{s,max}$.

8.2 PANEROTTOLI

8.2.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.

Sollecitazioni di pressoflessione:

$$N = 10 \text{ kN/m (trazione)}$$

$$M = - 140 \text{ kNm/m}$$

Sollecitazioni di taglio:

$$V = 90 \text{ kN/m}$$

8.2.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

Le verifiche a presso flessione vengono condotte limitando i momenti resistenti a quelli della sezione in campo sostanzialmente elastico, secondo quanto prescritto dal § 7.4.1. delle NTC18 nel caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Armatura disposta: **ϕ18/20 su entrambi i lembi**

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	12.72	3.9
			2	12.72	36.1

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
N_{Ed} 10	0 kN	<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
M_{xEd} -140	0 kNm	yN 0	
M_{yEd} 0	0	Tipo rottura	
		Lato acciaio - Acciaio snervato	

Materiali	
B450C	C28/35
ϵ_{su} 1.957 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 2 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

M_{xRd} -165.2 kN m	σ_c -8.64 N/mm²
	σ_s 391.3 N/mm²
	ϵ_c 0.65 ‰
	ϵ_s 1.957 ‰
d 36.1 cm	d 36.1 cm
x 9.001	x/d 0.2493
	δ 0.7517

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Tipo flessione

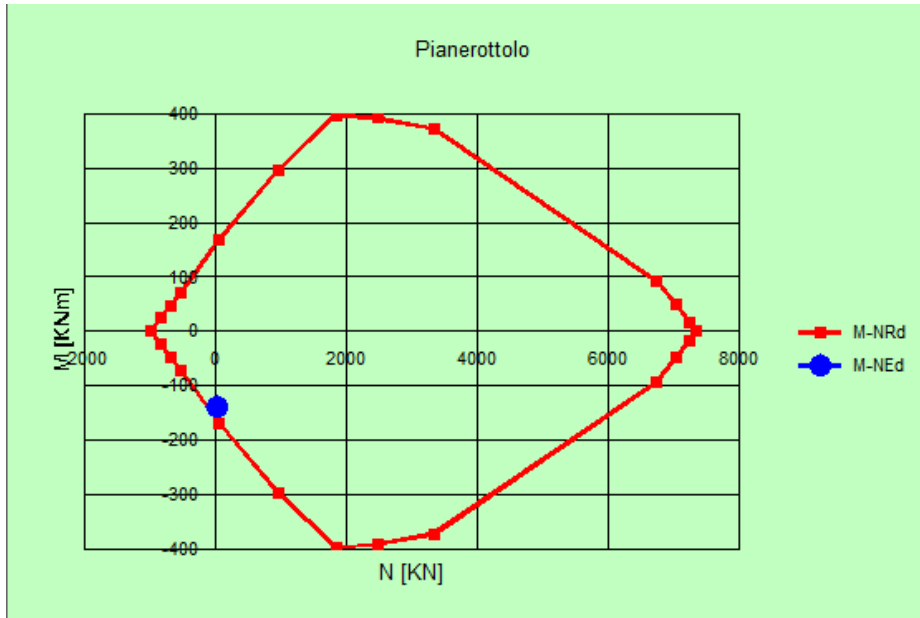
Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso



8.2.1.2 VERIFICA A TAGLIO

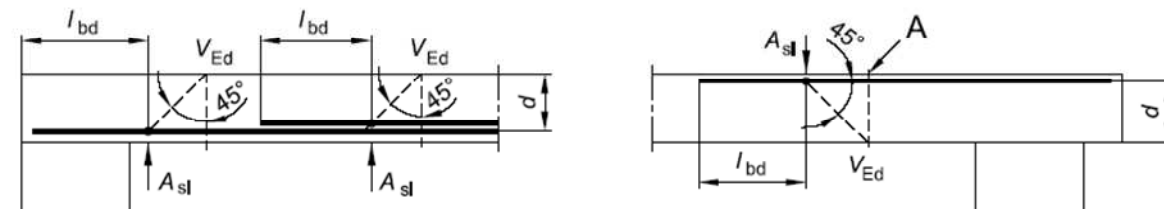
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	90	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.74	[-]
		1.74	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0035245	[-]
		0.0035245	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	163.99	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	156.75	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	163.99	[kN]

8.2.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

$N < 0$: compressione

SLE RARA:

$$M = -102 \text{ kNm/m}$$

$$N = 7.5 \text{ kN/m}$$

SLE FREQ

$$M = -93 \text{ kNm/m}$$

$$N = 6.9 \text{ kN/m}$$

SLE Q.PERM

$$M = -90 \text{ kNm/m}$$

$$N = 6.6 \text{ kN/m}$$

8.2.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 3.35 / 1.2 = - 2.36 \text{ MPa}$$

Le minime tensioni di trazione alle combinazioni quasi permanenti e frequenti sono pari a:

$$\sigma_{c_Q.PERM} = -2.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -2.92 \text{ MPa}$$

Si supera lo stato limite di formazione delle fessure: occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

	and Z=0	U. d.m.
c	39	mm
s	200	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	18.0	mm
A _s	1272.0	mm ²
h _{eff}	153.9	mm
A _{eff}	153900	mm ²
ρ	0.00827	-
S _{rm}	226.9	mm
σ _t	23.62	kg/cm ²

	and Z=0	U. d.m.
c	39	mm
s	200	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	18	mm
A _s	1272.0	mm ²
h _{eff}	153.9	mm
A _{eff}	153900	mm ²
ρ	0.00827	-
S _{rm}	226.9	mm
σ _t	23.62	kg/cm ²

Relazione di calcolo scala

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300014	A	22 di 24

σ_s	2118.0	kg/cm ²
σ_{sr}	2128.0	kg/cm ²
β_1	1	-
β_2	0.5	-
$(1-\beta_1\beta_2(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2)$	0.50	-
E	2100000	kg/cm ²
ϵ_{sr}	0.0004995	-
w_m	0.1133	mm
w_k	0.1927	mm

σ_s	2191.0	kg/cm ²
σ_{sr}	2128.0	kg/cm ²
β_1	1	-
β_2	0.5	-
$(1-\beta_1\beta_2(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2)$	0.53	-
E	2100000	kg/cm ²
ϵ_{sr}	0.0005512	-
w_m	0.1251	mm
w_k	0.2126	mm

w limite	0.3	mm
Verifica	OK	

w limite	0.4	mm
Verifica	OK	

8.2.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha:

$$\sigma_c = 5.50 \text{ MPa} \text{ combinazione rara}$$

$$\sigma_c = 4.84 \text{ MPa} \text{ combinazione quasi permanente}$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s > \sigma_{s,max} = 0,80 f_{yk} = - 360.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = - 240.9 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_s > \sigma_{s,max}$.