



COMUNE DI MILANO - MILANOSPORT S.P.A.
PISCINA " SOLARI"
RISTRUTTURAZIONE

PROGETTO ESECUTIVO



R4M engineering

R4M engineering srl
Milano - Roma

Sede di Milano via Giorgio Giulini 2 20123
t +39 02 899.190.39 f +39 02 400.434.57

mail info@r4mengineering.com
pec r4mengineering@legalmail.it
www.r4mengineering.com

Progetto strutture
ing. Massimo Panizza

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

ERI2

SCALA: ---

24 GENNAIO 2014

INDICE

1.	INTRODUZIONE	2
1.1.	CHIUSURA DEL FORO SCALA A CHIOCCIOLA ESISTENTE	4
1.2.	CHIUSURA CAVEDI IMPIANTISTICI ESISTENTI.....	5
1.3.	AMPLIAMENTO DELLA VASCA	6
1.4.	ORDITURA PORTANTE DEL NUOVO CONTROSOFFITTO SOPRA GLI SPOGLIATOI	7
2.	NORMATIVA.....	8
3.	MATERIALI	8
3.1.	CALCESTRUZZI.....	8
3.2.	ACCIAIO PER C.A.....	8
3.3.	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	8
4.	DEFINIZIONE DEI CARICHI	9
4.1.	CARICHI SU SOLAIO PIANO TERRA	9
4.2.	CARICHI VASCA	9
4.3.	CARICHI SU CONTROSOFFITTO SPOGLIATOI	9
5.	CRITERI DI VERIFICA.....	9
5.1.	STATO LIMITE ULTIMO - SISMA ASSENTE	10
5.2.	STATO LIMITE ULTIMO - SISMA PRESENTE	10
5.3.	STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	10
5.4.	VALORE DEI COEFFICIENTI	10
6.	SOFTWARE	11
7.	VERIFICHE	12
7.1.	VERIFICHE NUOVO SOLAIO A CHIUSURA DEL FORO DELLA SCALA A CHIOCCIOLA.....	12
7.1.1.	Verifica della nuova soletta	12
7.1.	VERIFICHE AMPLIAMENTO VASCA	14
7.1.1.	Verifica delle nuove pareti della vasca	14
7.1.2.	Verifica delle nuove travi di sostegno vasca	15
7.2.	VERIFICHE ORDITURA PORTANTE NUOVO CONTROSOFFITTO	16
7.2.1.	Verifica delle travi principali	16
7.2.2.	Verifica delle travi secondarie	16

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riguarda le opere strutturali relative alla ristrutturazione della piscina Solari, in via Montevideo 20, nel Comune di Milano.

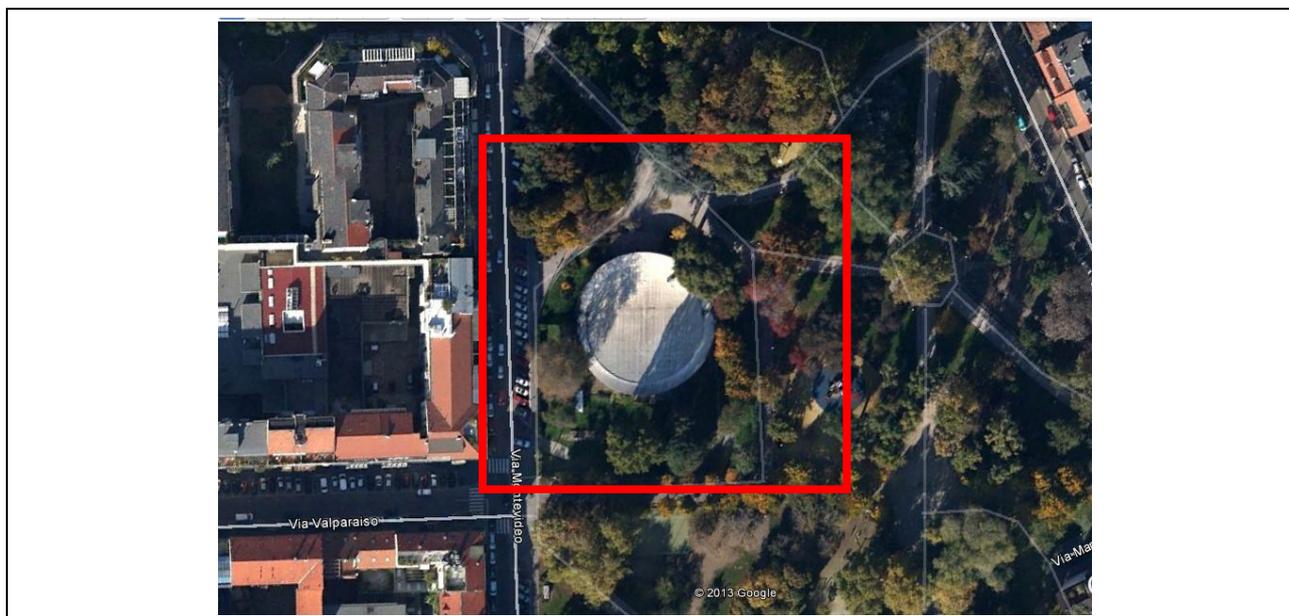


Figura 1 – Foto aerea della piscina Solari

In particolare sono previsti i seguenti interventi strutturali:

- chiusura di foro scala a chiocciola esistente realizzando un nuovo solaio al piano terra;
- chiusura di due forometrie impiantistiche esistenti nel solaio del piano terra e apertura di nuovi passaggi impianti;
- ampliamento della vasca su entrambi i lati (50 cm da un lato e 100 cm dall'altro);
- realizzazione di un' orditura portante in carpenteria metallica per il sostegno del nuovo controsoffitto sopra gli spogliatoi.

Le opere previste nell'intervento riguardano porzioni molto limitate della costruzione e non comportano variazioni significative dei carichi sulle strutture esistenti.

Gli interventi previsti al piano interrato sono individuati sulle planimetrie dell'edificio nelle figure seguenti.

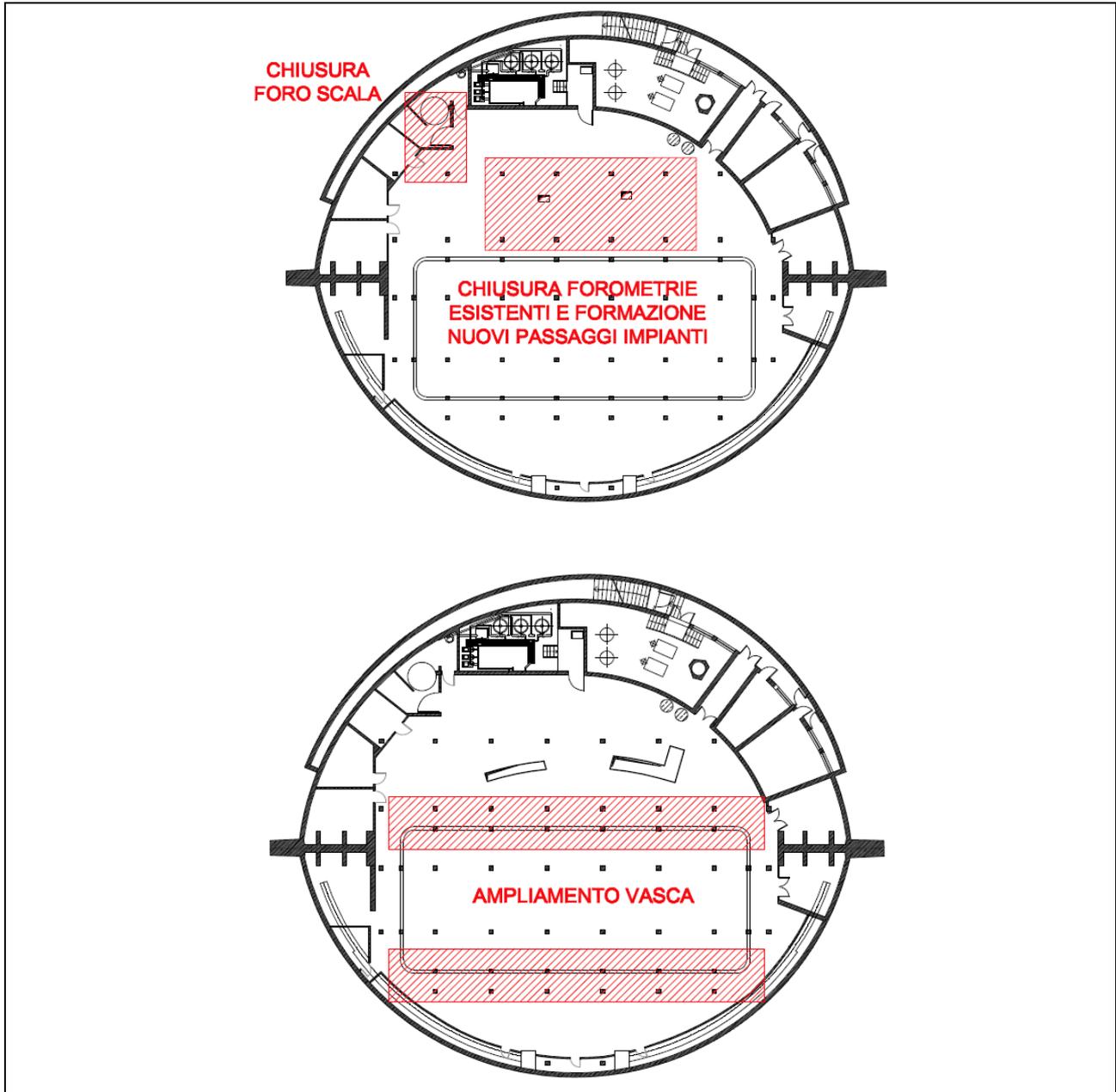


Figura 2 – Pianta chiave piano interrato con indicazione degli interventi in progetto

Si riporta di seguito una descrizione degli interventi previsti.

1.1. CHIUSURA DEL FORO SCALA A CHIOCCIOLA ESISTENTE

È prevista la rimozione di una scala a chiocciola in acciaio esistente e la chiusura della relativa forometria nel solaio del piano terra. Il foro ha un diametro di circa 210 cm.

Durante gli assaggi strutturali effettuati, è stata rilevata la presenza di un cordolo in calcestruzzo di larghezza pari a circa 30 cm sul contorno del foro, armato con tre barre $\varnothing 12$. Si è rilevata l'assenza di staffe.



Figura 3 – Assaggio sul cordolo esistente sul contorno del foro

All'interno del cordolo sono state rilevate le barre di armatura di un travetto del solaio in laterocemento. Il solaio è portato da una trave principale di larghezza pari a circa 60 cm, di cui sono state rilevate le barre di armatura inferiori (9 $\varnothing 14$ con staffe $\varnothing 6$).



Figura 4 – Assaggio sulla trave principale del solaio

Dato che il cordolo attorno al foro non risulta sufficientemente armato, il progetto prevede la demolizione della porzione di solaio tra il muro di chiusura del piano interrato e la trave rilevata, ricostruendo poi l'intero campo di solaio, di luce paria circa 6.50 m mediante getto in cls alleggerito.

Le piante dell'intervento in progetto sono riportate nella figura seguente.

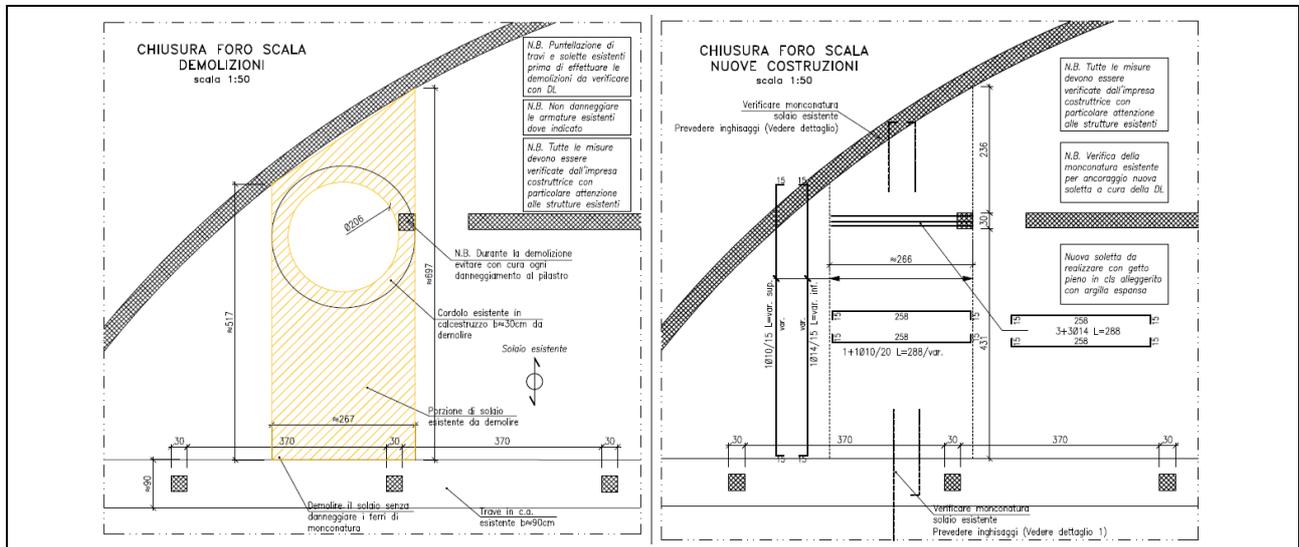


Figura 5 – Pianta intervento in progetto per la chiusura del foro della scala a chiocciola

1.2. CHIUSURA CAVEDI IMPIANTISTICI ESISTENTI

È prevista la chiusura, mediante getti in cls alleggerito con armature inghisate alle strutture esistenti, delle due forometrie impiantistiche esistenti, di dimensioni 50x90 cm circa. Si prevede inoltre di ricavare i nuovi passaggi impiantistici in corrispondenza dei nuovi cavedii al piano terra nelle pignatte del solaio esistente.

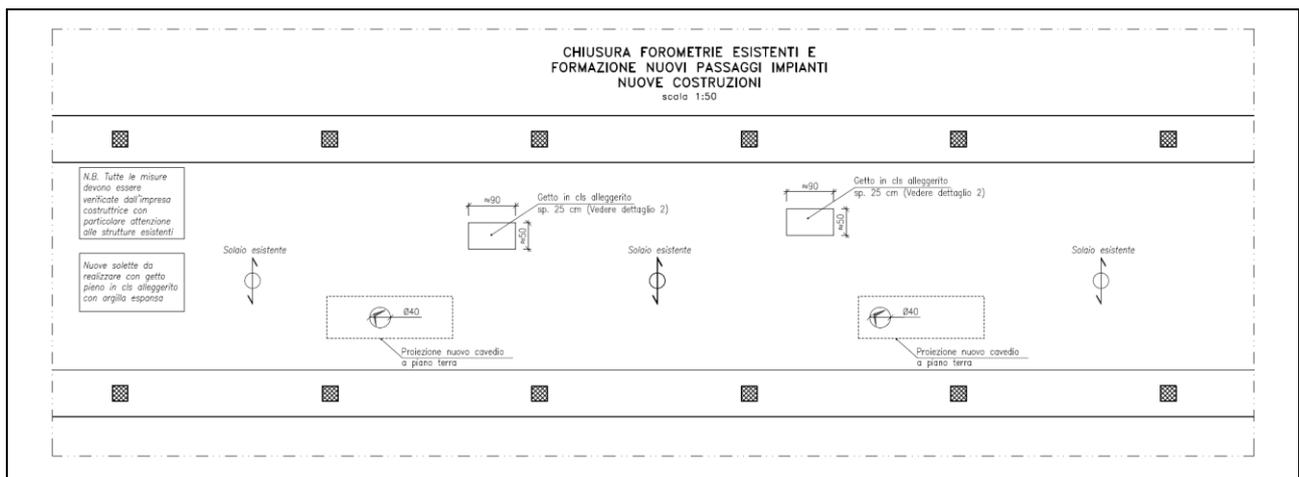


Figura 6 – Pianta intervento in progetto per la chiusura delle forometrie impiantistiche esistenti

1.4. ORDITURA PORTANTE DEL NUOVO CONTROSOFFITTO SOPRA GLI SPOGLIATOI

Si prevede la realizzazione di un'orditura portante in carpenteria metallica sopra le nuove pareti degli spogliatoi per il sostegno del nuovo controsoffitto, a quota 2.70 m dal piano di calpestio del solaio del piano terra.

Le nuove pareti saranno realizzate in blocchi di calcestruzzo leggero aerato autoclavato, di spessore 15 cm. Sulla sommità delle pareti è prevista la formazione di un cordolo in c.a. su cui appoggerà un'orditura principale costituita da profili IPE140 ad interasse variabile tra 1.0 e 2.0 m circa.

Il controsoffitto sarà appeso a un'orditura secondaria costituita da profili U 70×40×4 a interasse di 120 cm. Sugli stessi profili appoggeranno anche le tubazioni degli impianti.

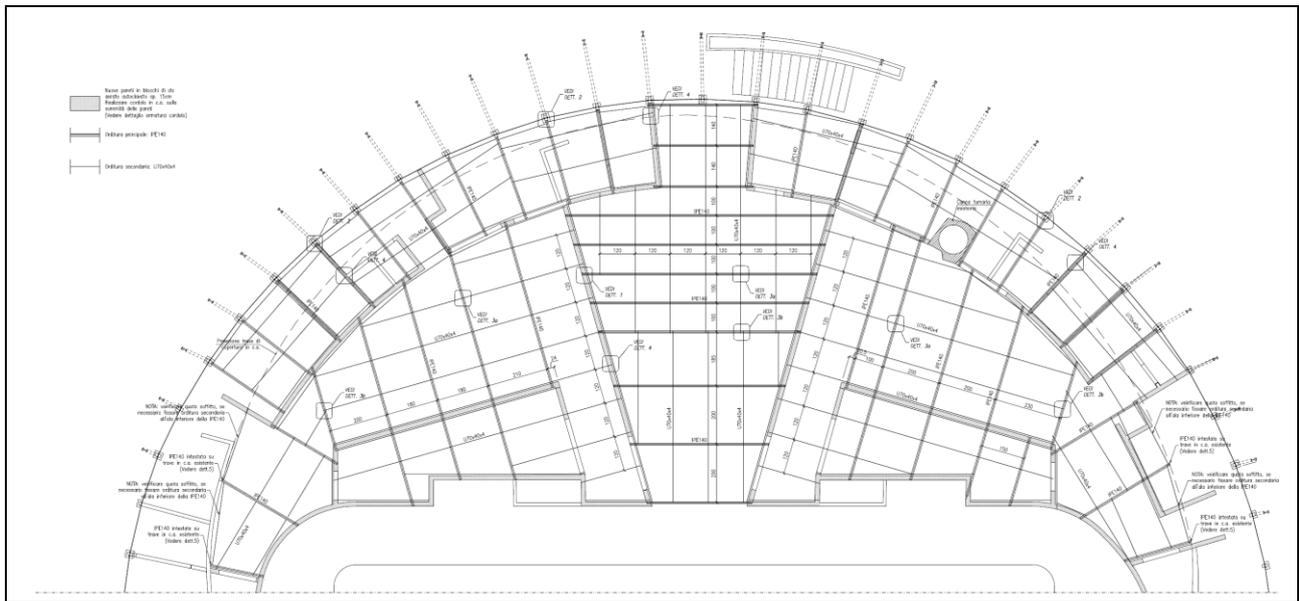


Figura 8 – Pianta di progetto orditura portante nuovo controsoffitto sopra gli spogliatoi

2. NORMATIVA

- LEGGE 05/11/1971 n°1086:
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica
- D.M. 14/01/2008:
Norme tecniche per le costruzioni (in seguito NTC2008)
- Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP
Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

3. MATERIALI

I materiali utilizzati sono indicati sui disegni esecutivi e sulla relazione illustrativa dei materiali, da considerarsi integrativi della presente relazione.

Nel calcolo sono stati considerati i seguenti materiali, di cui si riportano le principali caratteristiche meccaniche.

3.1. CALCESTRUZZI

In Tabella 1 vengono mostrate le caratteristiche dei calcestruzzi adottati nel progetto.

elemento strutturale	classe esposizione. ambientale	classe resistenza a compressione	A/C max	contenuto min. di cemento (kg/m ³)	D max (mm)	classe di consistenza getto	classe di contenuto cloruri	classe resistenza cemento	copriferro minimo (mm)
Pareti vasca e cordoli	XD1	C28/35	0,55	300	20	S4	Cl 0,20	32,5 R	30

Tabella 1 - Specifiche dei calcestruzzi previsti a progetto.

3.2. ACCIAIO PER C.A.

Per tutto l'acciaio da c.a. è prevista la classe B450C, per la quale viene assunto il seguente valore di tensione di snervamento caratteristica:

- $f_{yk} = 450,0$ MPa

3.3. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Per tutto l'acciaio da carpenteria è prevista la classe S275, per la quale viene assunto il seguente valore di tensione di snervamento caratteristica:

- $f_{yk} = 275,0$ MPa

4. DEFINIZIONE DEI CARICHI

Si riportano i sovraccarichi verticali considerati nel progetto per le nuove strutture oltre ai pesi propri.

4.1. CARICHI SU SOLAIO PIANO TERRA

Carico permanente portato:

$$g_1 = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarico variabile uniformemente distribuito (ambienti suscettibili di affollamento, Cat.C1):

$$q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

4.2. CARICHI VASCA

Si considera il sovraccarico variabile dovuto alla spinta dell'acqua sulle pareti e sul fondo della vasca.

4.3. CARICHI SU CONTROSOFFITTO SPOGLIATOI

Sull'orditura del controsoffitto si considera un sovraccarico permanente complessivo, pari alla somma del peso del controsoffitto appeso e delle tubazioni per gli impianti pari a:

$$g_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

5. CRITERI DI VERIFICA

Le azioni agenti sulla struttura sono combinate in base al D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

Si riportano di seguito le espressioni generiche delle combinazioni di carico nel caso di verifiche allo Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Esercizio.

In accordo alla normativa, al paragrafo 2.5.1.3, vengono assunte le seguenti definizioni:

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P = azione della pretensione e precompressione

Q_{k1} = azioni variabili di base

Q_{ki} = azioni variabili tra loro indipendenti

A = azioni che si verificano solo eccezionalmente (incendi, esplosioni, urti e impatti)

E = azioni derivate dal sisma

5.1. STATO LIMITE ULTIMO - SISMA ASSENTE

Si riporta di seguito l'espressione di riferimento per combinazioni di carico allo stato limite ultimo, senza sisma

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} (\psi_{0i} \times Q_{ki})$$

5.2. STATO LIMITE ULTIMO - SISMA PRESENTE

Si riporta di seguito l'espressione di riferimento per combinazioni di carico allo stato limite ultimo, con sisma

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

5.3. STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le combinazioni allo stato limite di esercizio si suddividono in:

Rare $F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \times Q_{ki})$

Frequenti $F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$

Quasi permanenti $F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{ki} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se nel caso, i carichi G_2 .

5.4. VALORE DEI COEFFICIENTI

Nelle espressioni delle combinazioni dei paragrafi precedenti i coefficienti assumono i seguenti valori indicati nelle seguenti tabelle.

Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	Categoria/Azione variabile
0,7	0,5	0,3	Categoria A Ambiente ad uso residenziale
0,7	0,5	0,3	Categoria B Uffici
0,7	0,7	0,6	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento
0,7	0,7	0,6	Categoria D Ambiente ad uso commerciale
1,0	0,9	0,8	Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale
0,7	0,7	0,6	Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)
0,7	0,5	0,3	Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)
0,0	0,0	0,0	Categoria H Coperture
0,6	0,2	0,0	Vento
0,5	0,2	0,0	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)
0,7	0,5	0,2	Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)
0,6	0,5	0,0	Variazioni termiche

coeff.	fav./sfav.	EQU	STR	GEO	
V_{G1}	favorevoli	0,9	1,0	1,0	Carichi permanenti
	sfavorevoli	1,1	1,3	1,0	
V_{G2}	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	
V_{Qi}	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi variabili
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	

dove per le verifiche per lo stato limite ultimo si distinguono:

EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido

STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione

GEO: stato limite di resistenza del terreno

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

6. SOFTWARE

I calcoli strutturali sono stati eseguiti con l'ausilio del software MasterSAP dello Studio Software AMV S.r.l. - Via S. Lorenzo, 106 - Ronchi dei Legionari (GO)

7. VERIFICHE

7.1. VERIFICHE NUOVO SOLAIO A CHIUSURA DEL FORO DELLA SCALA A CHIOCCIOLA

7.1.1. Verifica della nuova soletta

Si considera per la nuova soletta uno schema di calcolo su una campata di luce pari a 6.50 m in semplice appoggio. Il solaio ha un'altezza di 25 cm, realizzato con un getto pieno in cls alleggerito.

Si considera un peso proprio di 350 daN/m². Il sovraccarico permanente e il sovraccarico variabile sono pari a 300 daN/m².

Verifiche S.L.U.

Nella figura seguente si riportano lo schema di calcolo e i diagrammi del momento flettente e del taglio allo SLU per una striscia di solaio di larghezza unitaria.

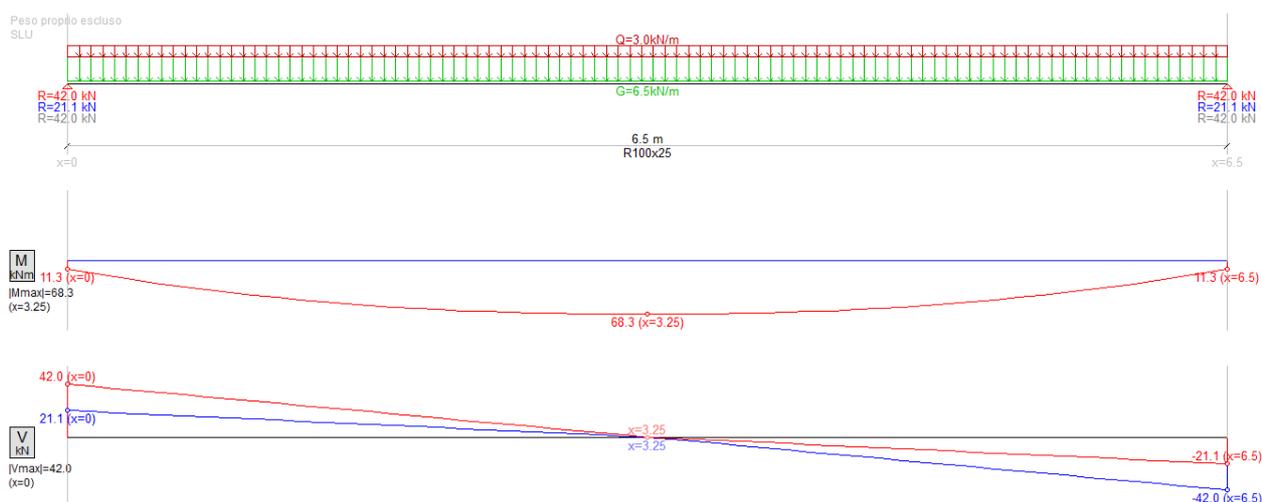


Figura 9 - Schema di calcolo, momento flettente e taglio SLU - nuovo solaio

Le massime sollecitazioni agenti allo S.L.U. sul solaio risultano quindi:

$$M_{Ed,max} = 68.3 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,max} = 42.0 \text{ kN/m}$$

La soletta piena è armata con barre $\varnothing 14/15$ inferiori e $\varnothing 10/15$ superiori.

I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$M_{Rd} = 74.2 \text{ kNm/m}$$

La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0.91)

$$V_{Rd} = 89.0 \text{ kN/m}$$

La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0.47)

Verifiche S.L.E.

Le tensioni di calcolo nei materiali, corrispondenti al momento in esercizio pari a 50.0 kNm/m risultano:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= -6.9 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 241 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

L'apertura delle fessure risulta:

$$w_d = 0.22 \text{ mm} < w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Le verifiche del nuovo solaio risultano soddisfatte.

7.1. VERIFICHE AMPLIAMENTO VASCA

7.1.1. Verifica delle nuove pareti della vasca

Si considera per le nuove pareti uno schema di calcolo di trave con vincoli di incastro e appoggio. La parete ha uno spessore di 20 cm.

Si considera la spinta laterale dovuta all'acqua, con un'altezza massima di 2.35 m (punto in cui le pareti hanno l'altezza maggiore).

Verifiche S.L.U.

Nella figura seguente si riportano lo schema di calcolo e i diagrammi del momento flettente e del taglio allo SLU per una striscia di parete di larghezza unitaria.

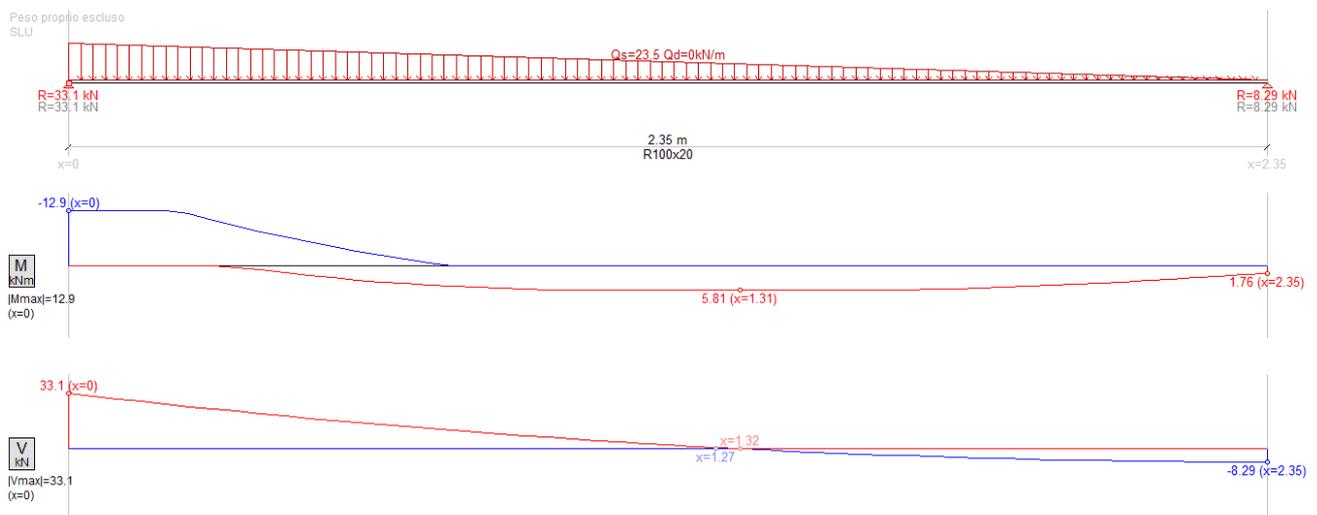


Figura 10 - Schema di calcolo, momento flettente e taglio SLU - parete vasca

Le massime sollecitazioni agenti allo S.L.U. sulla parete risultano quindi:

$$M_{Ed,max}^- = 12.9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,max}^+ = 5.8 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed,max} = 33.1 \text{ kN/m}$$

La parete piena, di spessore 20 cm, è armata con barre $\varnothing 10/20$ interne ed esterne.

I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$M_{Rd} = 25.6 \text{ kNm/m}$$

La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0.50)

$$V_{Rd} = 85.4 \text{ kN/m}$$

La verifica risulta soddisfatta (I.R. 0.39)

Verifiche S.L.E.

Le tensioni di calcolo nei materiali, corrispondenti al massimo momento in esercizio pari a 8.6 kNm/m risultano:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= -2.9 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 16.8 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 144 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

L'apertura delle fessure risulta:

$$w_d = 0.15 \text{ mm} < w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

Le verifiche della parete risultano soddisfatte.

7.1.2. Verifica delle nuove travi di sostegno vasca

Si prevede la realizzazione di travi alte, di sezione 30x60 cm, inghisate ai pilastri esistenti. Tali travi, disposte a interasse di circa 4 m, hanno la funzione di creare appoggi rigidi per le nuove pareti della vasca

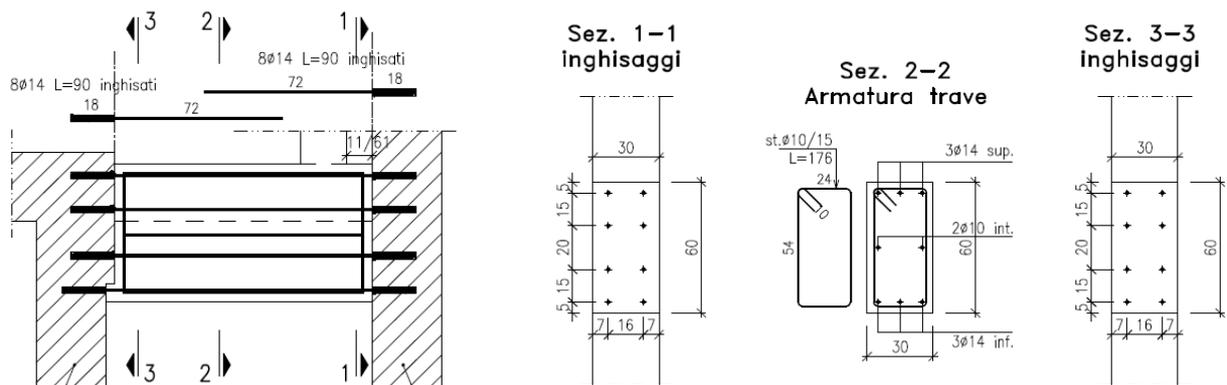


Figura 11 - Armatura e inghisaggi delle travi alte

Si può considerare uno schema di trave continua sugli appoggi costituiti dalle nuove travi alte per le pareti della vasca. Il taglio massimo agente sulla trave alta allo SLU risulta quindi pari a circa 110 kN.

Si verifica il trasferimento di tale azione mediante gli inghisaggi al pilastro esistente.

Si dispongono 8 barre Ø14, come riportato nella figura precedente.

La resistenza a taglio del gruppo di ancoranti risulta pari al minimo valore tra:

- resistenza dell'acciaio $V_{Rd,s} = 28 \text{ kN} \times 8 = 224 \text{ kN}$
- resistenza del calcestruzzo (rottura per pryout) $V_{Rd,c1} = 148 \text{ kN}$
- resistenza del calcestruzzo (rottura del bordo) $V_{Rd,1} = 192 \text{ kN}$

La verifica risulta soddisfatta:

$$V_{Ed} = 110 \text{ kN} < V_{Rd} = 148 \text{ kN}$$

7.2. VERIFICHE ORDITURA PORTANTE NUOVO CONTROSOFFITTO

7.2.1. Verifica delle travi principali

L'orditura portante principale è costituita da putrelle IPE140 a interasse massimo di 2 m circa. Si considera la trave di luce maggiore, pari a 5.6 m circa, soggetta ad un sovraccarico uniformemente distribuito sull'intera lunghezza pari a 1 kN/m, corrispondente al peso del controsoffitto e degli impianti. La freccia elastica in esercizio, considerando un vincolo di semplice appoggio alle estremità, risulta pari a:

$$f = 11.3 \text{ mm, corrispondente a } L/497 < L/250$$

Il momento sollecitante a SLU risulta pari a:

$$M_{Ed} = 5.9 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23.1 \text{ kNm}$$

Le verifiche a SLE e a SLU per la putrella risultano soddisfatte.

Per le putrelle IPE140 disposte a interasse massimo di 1 m circa, a copertura dell'atrio, la luce maggiore è pari a 8.2 m circa. Si considera la trave soggetta ad un sovraccarico uniformemente distribuito sull'intera lunghezza pari a 0.5 kN/m, corrispondente al peso del controsoffitto e degli impianti.

La freccia elastica in esercizio, considerando un vincolo di semplice appoggio alle estremità, risulta pari a:

$$f = 25.9 \text{ mm, corrispondente a } L/316 < L/250$$

Il momento sollecitante a SLU risulta pari a:

$$M_{Ed} = 6.3 \text{ kNm} < M_{Rd} = 23.1 \text{ kNm}$$

Le verifiche a SLE e a SLU per la putrella risultano soddisfatte.

7.2.2. Verifica delle travi secondarie

L'orditura secondaria è costituita da profili U 70×40×4 mm a interasse di 120 cm.

Si considera sulla trave un sovraccarico uniformemente distribuito di 0.6 kN/m sulla luce massima di 2.10 m.

La freccia elastica in esercizio, considerando un vincolo di semplice appoggio alle estremità, risulta pari a:

$$f = 2.0 \text{ mm, corrispondente a } L/1040 < L/250$$

Considerando sulla trave un sovraccarico concentrato di 1.2 kN in mezzeria sulla luce massima di 2.10 m, la freccia elastica in esercizio, considerando un vincolo di semplice appoggio alle estremità, risulta pari a:

$$f = 4.7 \text{ mm, corrispondente a } L/443 < L/250$$

Il Progettista delle strutture
dott. ing. Massimo Panizza

Milano, 20 gennaio 2014