



# In-plane strength and stiffness of Aerated Autoclaved Concrete floors: experimental tests and numerical analyses

Lorenzo De Stefani<sup>a</sup>, Sara Brandolese<sup>a</sup>, Roberto Scotta<sup>a</sup>

<sup>a</sup>Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Via Marzolo 9, 35131 Padova.

*Keywords: AAC floor; in-plane behavior; diagonal compression tests; numerical analyses*

## ABSTRACT

Aerated Autoclaved Concrete (AAC) elements are a versatile technology employed both for the construction of bearing walls, infill walls, and floors due to their lightness, speed of installation, and structural integrability. Some scientific studies demonstrated the diaphragm behavior of AAC floors, which allows the distribution of the horizontal actions to vertical elements and consequently strongly influences the local and global seismic response of buildings. Moreover, the American (ASCE 7-16) and European (EC8) Codes provide few and contrasting indications to classify the floor as “rigid” or “flexible”. Nevertheless, there is still a limited experience regarding the in-plane behavior of AAC floors, and clear regulations and design criteria are needed.

The in-plane strength and stiffness evaluation of AAC floors is deepened in this work, through the execution of in-plane diagonal compression tests on AAC precast panels without a collaborating slab. Specimens have a different thickness and depth of the shear keys. The experimental results are then applied to a case-study building to verify through numerical analyses the “rigid” behavior of AAC slabs according to a stiffness and strength criteria. Numerical results showed an almost “rigid” behavior in terms of stiffness, but the in-plane strength is not always assured in conditions of marked irregularities of the building and high seismic-prone areas.

## 1 INTRODUZIONE

Il miglioramento delle capacità statiche e sismiche delle strutture è un processo in continua evoluzione. Esso risulta strettamente connesso allo sviluppo di nuove tecnologie finalizzate al miglioramento delle performance strutturali, termiche e acustiche delle nuove costruzioni. Tra di esse gli elementi in Calcestruzzo Aerato Autoclavato (AAC) rappresentano una tecnologia estremamente versatile che, grazie alla sua leggerezza, rapidità di installazione ed integrabilità del complesso strutturale, può essere impiegata per la realizzazione di pareti portanti (Markulak et al. 2013, Zovkic et al. 2013, Shwartz et al. 2015 Penna et al. 2008, Bose et al. 2013; Milanesi et al. 2018; Sucuoğlu et al. 2014).

Tale tecnologia può essere impiegata anche per la realizzazione di solai. Gli studi condotti da Ilki et al. (2013) e da Ugurlu et al. (2013) su edifici in AAC hanno infatti evidenziato che la capacità dei solai in AAC di ripartizione delle azioni orizzontali agli elementi verticali (comportamento a diaframma - piano rigido) determina una buona risposta globale della struttura.

Il comportamento nel piano di solai in AAC è stato inoltre indagato attraverso studi sperimentali (Storlie et al. 2009) e numerici (Halici et al. 2018) di maggior dettaglio finalizzati anche alla verifica del comportamento a piano rigido in accordo con i criteri forniti dall'ASCE 7-16 (ASCE/SEI 2016) (Halici et al. 2018). Tale norma prevede infatti che un solaio possa essere definito rigido, se il massimo spostamento di piano,  $\delta_{\text{solaio}}$ , risulta inferiore al doppio del drift medio di piano,  $\delta_{\text{parete}}$ :

$$\delta_{\text{solaio}} < 2 \cdot \delta_{\text{parete}} \quad (1)$$

Diversamente, l'Eurocodice 8 (2013) definisce un solaio “rigido” se gli spostamenti orizzontali del solaio modellato con la propria deformabilità nel piano non eccedono per più del 10% in alcun punto i valori ottenuti attraverso una modellazione a piano rigido del solaio stesso:

$$\delta_{\text{solaio}} < 0.1 \cdot \delta_{\text{parete}} \quad (2)$$

Il confronto di tali prescrizioni in termini di rigidità (Eqn. 3) evidenzia come l'Eurocodice 8 (2013) fornisca regole molto più restrittive che difficilmente risultano soddisfatte anche nel caso di edifici in muratura con impiego di solai in calcestruzzo armato (Scotta et al. 2017, 2018).

$$\frac{K_{\text{solaio,EC8}}}{K_{\text{solaio,ASCE}}} = \frac{\delta_{\text{solaio,ASCE}}}{\delta_{\text{solaio,EC8}}} = 20 \quad (3)$$

Inoltre, ad oggi, solamente la norma di progettazione sismica Turca (AFAD 2018) fornisce alcune indicazioni di progettazione per solai e pareti in calcestruzzo aerato autoclavato.

Da tali considerazioni emerge dunque la necessità di uno studio più approfondito, sia dal punto di vista sperimentale che numerico, del comportamento di tali elementi mirato a fornire indicazioni chiare per un corretta progettazione di solai in AAC.

Questo lavoro presenta i risultati ottenuti da prove di compressione diagonale condotte su campioni di solai in AAC privi di soletta collaborante. I tests effettuati hanno permesso la valutazione della rigidezza e resistenza nel piano dei solai e la definizione analitica del modulo elastico tangenziale, G. Al fine di estendere i risultati sperimentali ottenuti, si considera un edificio caso studio con solai modellati con due diversi approcci: un modello rigido realizzato con elementi rigid-link ed un modello deformabile realizzato con elementi shell calibrati sui risultati sperimentali. Attraverso l'esecuzione di analisi con spettro di risposta si verifica la condizione di piano rigido e, alla luce dei risultati ottenuti, si forniscono alcuni criteri di progettazione per questa tipologia strutturale.

## 2 STUDI SPERIMENTALI

Le prove di compressione diagonale sono eseguite su campioni quadrati di lato 2 m e spessore pari a 20 e 24 cm, costituiti da tre pannelli in AAC aventi le caratteristiche riportate in Tabella 1 e circondati da un cordolo in calcestruzzo armato (Figura 1a). I campioni presentano chiavi di taglio aggiuntive di diverso spessore poste tra ogni pannello in AAC per incrementare la resistenza nel piano del sistema (Figura 1b, Figura 1c): le prime hanno una profondità pari a 7 cm, le seconde pari a 12 cm e 15 cm rispettivamente per i campioni di spessore 20 cm e 24 cm (Tabella 2).

I test di compressione diagonale sono effettuati in controllo di spostamento con l'apparato di prova rappresentato in Figura 2. Il monitoraggio del carico applicato è effettuato attraverso una cella di carico posta sulla morsa superiore del setup. Quattro trasduttori posti su ogni lato dei pannelli (Figura 3) ed un sistema di acquisizione dati consentono il monitoraggio degli spostamenti.

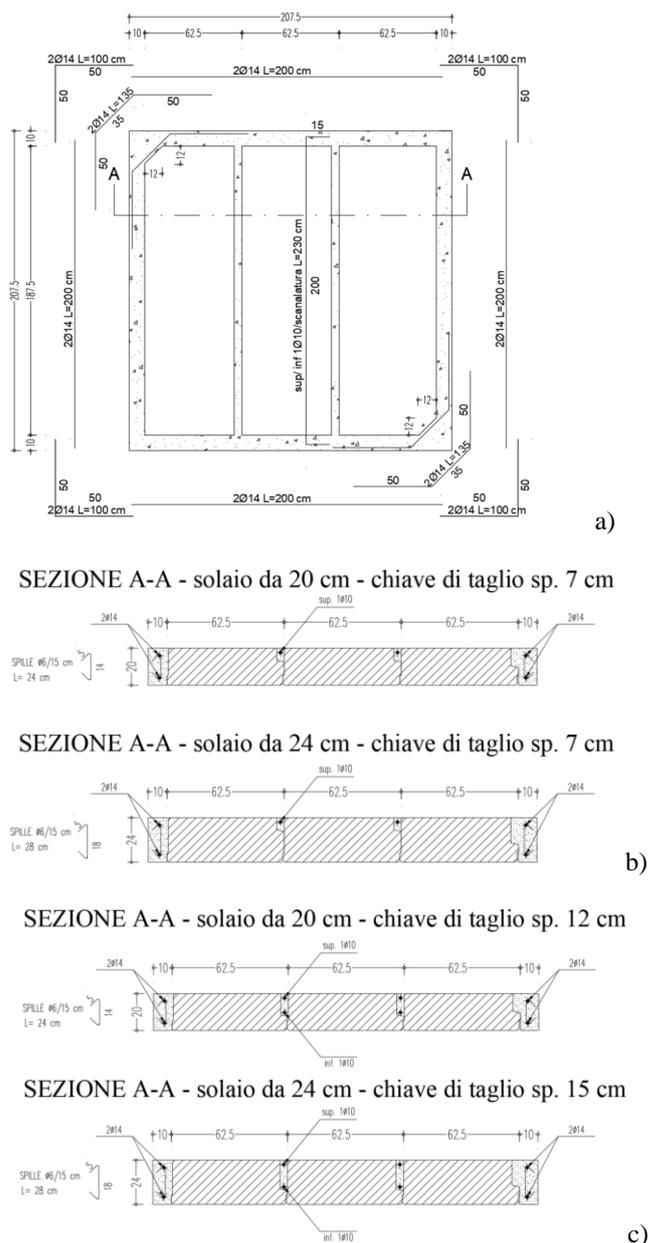


Figura 1. Configurazione geometrica dei campioni: a) vista frontale; b) sezione A-A – chiave di taglio normale; c) sezione A-A – chiave di taglio profonda.

Tabella 1 – Proprietà meccaniche pannelli AAC

Spessore [cm]	Larghezza [cm]	Densità [kg/m <sup>3</sup> ]	Resistenza a compressione [Mpa]
20-24	62.5	550	4.5

Tabella 2 – Elenco dei campioni testati

Campione N.	Spessore [cm]	Profondità chiave di taglio [cm]	Etichetta
1	20	7	1N
2	20	7	2N
3	20	12	3D
4	24	7	4N
5	24	7	5N
6	24	15	6D



Figura 2. Setup sperimentale

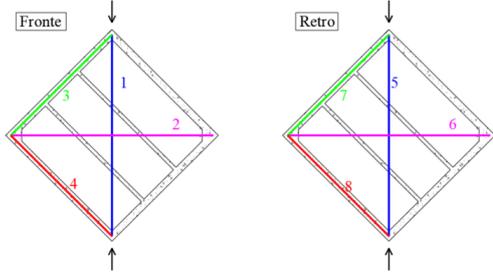


Figura 3. Disposizione dei trasduttori di spostamento

## 2.1 Risultati sperimentali

In Figura 4 sono rappresentate le curve carico-spostamento relative ad ogni campione testato. Nel quadrante sinistro è rappresentato l'abbassamento medio (trasduttori 1 e 5), mentre nel quadrante destro la deformazione media orizzontale (trasduttori 2 e 6). La perdita di resistenza conseguente al raggiungimento del carico massimo è dovuta ai fenomeni di distacco e scorrimento all'interfaccia dei pannelli con il cordolo di calcestruzzo (Figura 5). I pannelli aventi chiave di taglio con spessore 7 cm evidenziano il raggiungimento di un carico di picco prossimo ai 100 kN indipendentemente dallo spessore del campione testato. Diversamente, i pannelli con chiave di taglio profonda evidenziano valori fortemente discordanti: il campione 3D raggiunge un carico massimo pari a circa 370 kN che risulta essere più del doppio rispetto al campione 6D (Figura 6). L'aumento della profondità della chiave di taglio determina dunque l'aumento della resistenza del sistema.

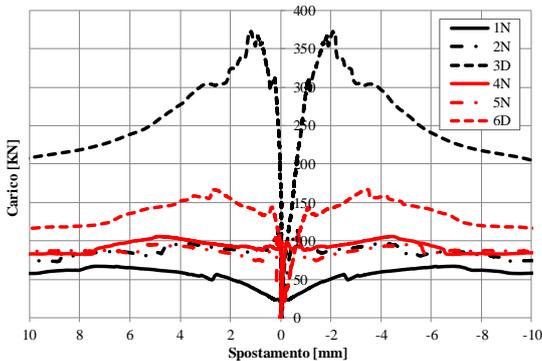


Figura 4. Curve sperimentali carico-spostamento

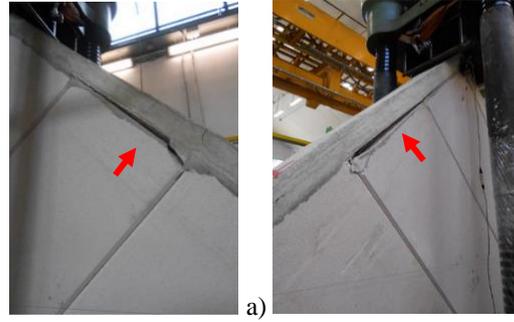


Figura 5. Distacco dei pannelli in AAC: a) campione 6D-fronte, b) campione 4N-retro

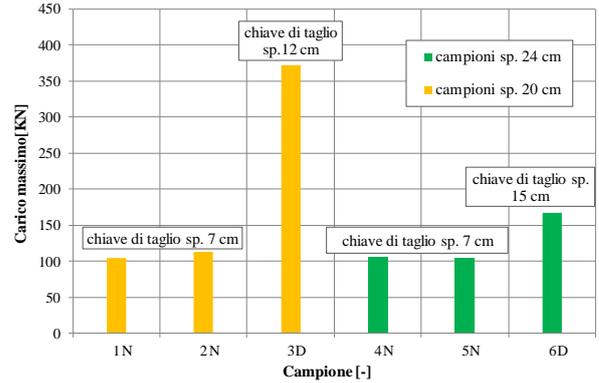


Figura 6. Andamento delle massime resistenze

I risultati sperimentali sono stati in seguito processati per ottenere il modulo di taglio secante definito come:

$$G_{sec} = \tau / \gamma \quad (4)$$

Dove:

- $\tau$  è la tensione tangenziale lungo lo spessore del pannello definita in accordo con l'equazione seguente, dove P è il carico applicato, L la lunghezza del campione ed s lo spessore del campione:

$$\tau = \frac{P}{\sqrt{2}Ls} \quad (5)$$

- $\gamma$  è la deformazione tangenziale definita in accordo all'Eqn. 6 [ASTM E519-10]:

$$\begin{cases} \gamma = \bar{\epsilon}_v + \bar{\epsilon}_o \\ \bar{\epsilon}_v = \frac{\epsilon_v^1 + \epsilon_v^5}{2} \\ \bar{\epsilon}_o = \frac{\epsilon_o^2 + \epsilon_o^6}{2} \end{cases} \quad (6)$$

dove:

- $\bar{\epsilon}_v$  è la deformazione verticale media definite come  $\epsilon_v = \delta_v / L$ ;
- $\bar{\epsilon}_o$  è la deformazione orizzontale media definita come  $\epsilon_o = \delta_o / L$ ;
- $\delta_v$  è lo spostamento verticale registrato dai trasduttori 1 e 5;
- $\delta_o$  è lo Spostamento orizzontale registrato dai trasduttori 2 e 6.

I risultati sperimentali hanno inoltre evidenziato che ulteriori fenomeni di scorrimento all'interfaccia delle chiavi di taglio con i pannelli in AAC hanno contribuito alla perdita di resistenza dei campioni. Le tensioni tangenziali su tale interfaccia sono state dunque valutate in accordo con la formulazione seguente:

$$\tau_g = \frac{P}{\sqrt{2}Ls_g} \quad (7)$$

dove  $s_g$  è la profondità della chiave di taglio. A titolo di esempio in Figura 7 si riporta l'andamento delle tensioni tangenziali e del modulo secante di taglio per due dei campioni testati.

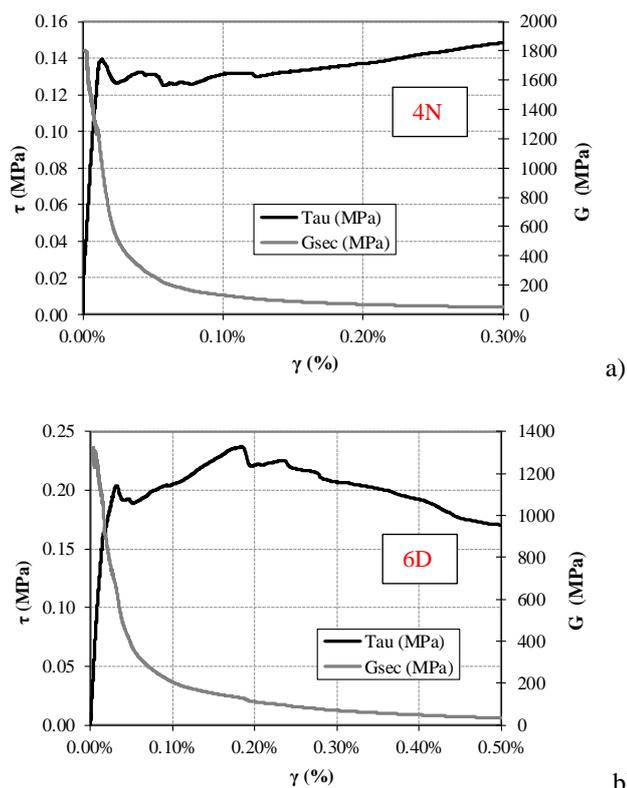


Figura 7. Andamento delle tensioni tangenziali e del modulo di taglio al variare della deformabilità tangenziale: a) campione 4N, b) campione 6D

I parametri  $\gamma$ ,  $\tau$  e  $G_{sec}$  determinati al 50% della resistenza massima ed in corrispondenza alla resistenza massima sono riportati in Tabella 3.

Il confronto dei risultati evidenzia valori comparabili del modulo elastico di taglio per tutti i campioni ad eccezione di 1N e 5N per i quali si è verificato uno scorrimento dei pannelli prima del raggiungimento del 50% della resistenza massima. Escludendo dunque tali valori si è valutato il modulo di taglio  $G_{sec}$  come media dei risultati relativi ai restanti campioni ottenendo valori pari rispettivamente a 1208 Mpa e 580 Mpa in corrispondenza al 50% ed al 100% della resistenza massima.

Tabella 3 – Modulo secante di taglio e tensioni e deformazioni tangenziali [MPa]

N.	50% della resistenza massima			Resistenza massima		
	$\tau$ [MPa]	$\gamma$ [%]	$G_{sec}$ [MPa]	$\tau$ [MPa]	$\gamma$ [%]	$G_{sec}$ [MPa]
1N	0.057	0.05%	114	0.115	0.46%	25
2N	0.096	0.01%	1326	0.192	0.024%	792
3D	0.317	0.02%	1549	0.635	0.109%	580
4N	0.075	0.00%	1556	0.150	0.014%	1009
5N	0.074	0.01%	760	0.148	0.018%	8189
6D	0.118	0.01%	1198	0.237	0.183%	130
<b>Media</b>						
2N-3D-4N-6D	<b>0.152</b>	<b>0.01%</b>	<b>1208</b>	<b>0.303</b>	<b>0.08%</b>	<b>580</b>

Il modulo elastico dichiarato dal produttore è stato poi utilizzato per determinare il modulo di taglio analitico in accordo alla seguente formulazione, ipotizzando un modulo di Poisson pari a 0.2 (Tabella 4):

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (8)$$

Tabella 4 – Modulo di taglio G analitico [MPa]

Spessore pannello [cm]	Eproduttore [Mpa]	Modulo elastico assunto [Mpa]	Modulo analitico di taglio G [MPa]
20	1400 < E < 2300	1850	771
24	1400 < E < 2750	2075	866

I valori analitici così determinati risultano compresi tra i valori sperimentali valutati al 50% (1208 MPa) ed al 100% della resistenza massima (580 MPa).

I valori di resistenza di picco sono stati poi utilizzati per determinare le tensioni tangenziali,  $\tau_g$ , agenti in corrispondenza delle chiavi di taglio (Tabella 5). Ad eccezione del pannello 3D, i restanti campioni presentano valori comparabili delle tensioni tangenziali. Escludendo dunque il valore anomalo si è valutata la tensione tangenziale sulla chiave di taglio come media dei restanti valori ottenendo una  $\bar{\tau}_g = 0.45$  MPa. Riducendo tale valore del 30% per ottenere il valore caratteristico si ottiene una tensione tangenziale  $\tau_{g,k} = 0.7\bar{\tau}_g = 0.315$  MPa che risulta comparabile con il valore caratteristico fornito dal produttore, in assenza di sforzi normali agenti, pari a 0.3 MPa.

Tabella 5 – Tensioni tangenziali in corrispondenza delle chiavi di taglio [MPa]

Campione	1N	2N	3D	4N	5N	6D
$\tau_g$ [MPa]	0.328	0.550	1.058	0.514	0.507	0.355

Riducendo il valore caratteristico della tensione tangenziale  $\tau_{g,k}$  di un fattore di sicurezza  $\gamma_M$  pari a

1.5 si è valutata la resistenza massima tangenziale delle chiavi di taglio,  $F_{Rd}$ , in accordo con l'equazione seguente (Tabella 6):

$$F_{Rd} = \frac{\tau_g s_g}{\gamma_M} \quad (9)$$

dove  $s_g$  è la profondità della chiave di taglio.

Tabella 6 – Resistenza a taglio di progetto chiavi di taglio [kN/m]

Spessore chiave di taglio $s_g$ [cm]	Tensione tangenziale sperimentale [MPa]	Coefficiente di sicurezza	Resistenza a taglio di progetto $F_{Rd}$ [kN/m]
70	0.315	1.5	14.7
120	0.315	1.5	25.2
150	0.315	1.5	31.5

### 3 ANALISI NUMERICHE

I risultati sperimentali sono utilizzati per verificare l'effettivo comportamento a piano rigido dei solai in AAC attraverso l'esecuzione di analisi con spettro di risposta di un edificio caso – studio modellato con il software Midas Gen (Midas Gen, 2007). Gli spostamenti e le sollecitazioni, in alcuni punti caratteristici, vengono confrontati considerando due diverse ipotesi: solaio rigido modellato con elementi *rigid-link* e solaio deformabile modellato con elementi *shell* calibrati sui dati sperimentali.

#### 3.1 Caso studio

L'edificio caso studio è una struttura a cinque piani a pareti in calcestruzzo armato di dimensioni in pianta pari a circa 18 m x 16.5 m (Figura 8). Le pareti di tamponamento sono realizzate con elementi in calcestruzzo aerato autoclavato e presentano uno spessore pari a 36 cm. La massa sismica totale dell'edificio è 1638 t. L'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidezze in direzione Y, rende l'edificio irregolare in pianta.

Il modello “rigido” presenta solai modellati con elementi *rigid-link* (modello “link” in Figura 9a). Diversamente, il modello con solaio deformabile è stato realizzato con elementi *shell* aventi il modulo di taglio sperimentale pari a 1200 MPa. Le analisi numeriche sono state svolte sotto l'ipotesi di comportamento elastico dei solai in AAC, dunque si è utilizzato il modulo elastico di taglio al 50% della resistenza massima (modello “shell” Figura 9b). Le analisi spettrali sono state svolte utilizzando lo spettro di progetto valutato in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17 Gennaio 2018, Tab. C7.1.I (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018). Lo spettro di risposta è stato definito allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per un edificio

situato a Gemona del Friuli, (UD) considerando una categoria topografica C.

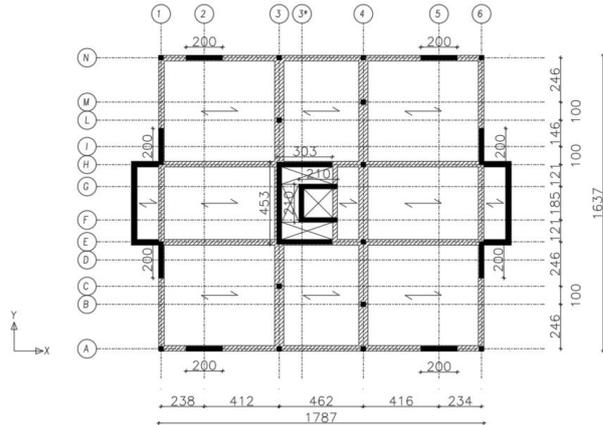


Figura 8. Pianta piano tipo edificio

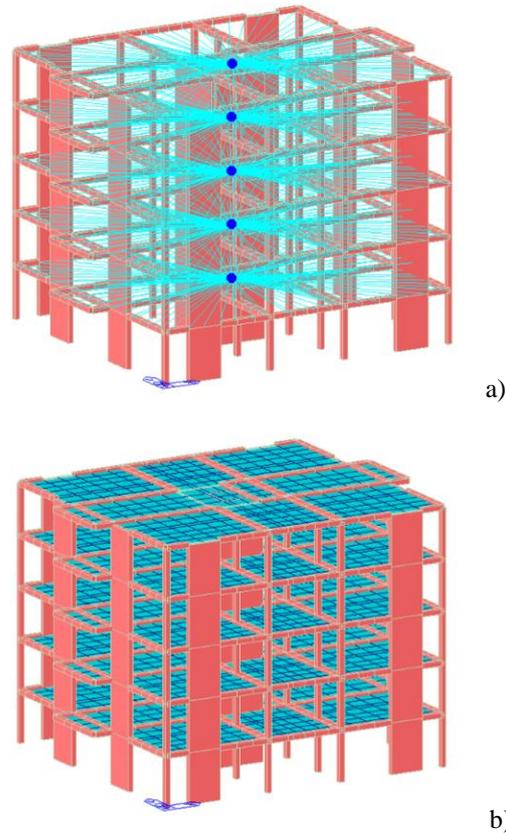


Figura 9. Caso-studio: a) modello a piano rigido (link), b) modello con elementi shell calibrati sui dati sperimentali (shell)

L'accelerazione di picco al suolo su terreno di tipo A pari risulta pari a 0.259 g ed il parametro S relativo alla categoria del sottosuolo ed alle condizioni topografiche pari a 1.326.

Per la struttura è stata assunta una classe di duttilità bassa (CD “B”) ed essendo l'edificio a pareti accoppiate, è stato adottato un fattore di struttura pari a 3.08 (Figura 10).

L'analisi frequenziale preliminare svolta sull'edificio non evidenzia differenze in termini di massa partecipante in direzione X tra i due

modelli. Diversamente, in direzione Y, a causa dell'irregolarità strutturale, risulta invece uno scarto inferiore al 20% (Tabella 7).

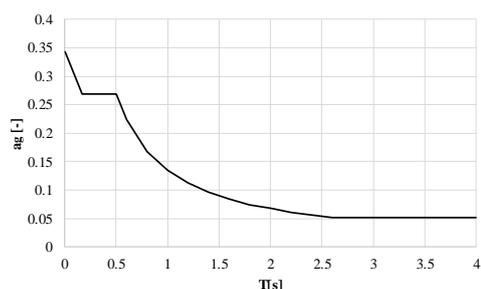


Figura 10. Spettro di risposta di progetto (SLV)

Il confronto tra i due modelli è eseguito comparando gli spostamenti di alcuni punti interni ed esterni del solaio dell'ultimo piano (Tabella 8, Tabella 9). Il confronto evidenzia che solo nel caso di sisma agente in direzione Y si ha uno scarto puntuale tra i due modelli superiore al 10%. La differenza di spostamento all'ultimo piano tra i nodi interni H3, E3, E3, E4 ed esterni N1, N6, A1, A6 evidenziata in Tabella 9 è dovuta al moto roto-traslazionale dell'edificio e non alla deformabilità del solaio. Il confronto dei modelli infatti non evidenzia significative deformazioni nel piano (Tabella 9). Inoltre, dal confronto delle azioni taglianti alla base delle pareti (Tabella 10) si evince che solo la parete disposta lungo l'asse 3 presenta uno scarto tra i due modelli superiore al 10% in direzione Y.

Tabella 7 – Confronto dei periodi e delle masse partecipanti

Modello con rigid-link				
Modo N.	Periodo (sec)	TRAN-X MASSA(%)	TRAN-Y MASSA(%)	ROTN-Z MASSA(%)
1	0.58	0.00	35.65	32.95
2	0.58	68.21	0.00	0.00
3	0.52	0.00	33.28	35.29
4	0.11	0.00	14.68	6.33
5	0.10	21.45	0.00	0.00
6	0.10	0.00	6.48	14.77
Modello con elementi shell				
Modo N.	Periodo (sec)	TRAN-X MASSA(%)	TRAN-Y MASSA(%)	ROTN-Z MASSA(%)
1	0.59	0.00	30.75	-
2	0.58	68.26	0.00	-
3	0.52	0.00	38.29	-
4	0.12	0.00	15.45	-
5	0.11	21.41	0.00	-
6	0.10	0.00	5.55	-
Confronto				
Modo N.	Periodo %	TRAN-X %	TRAN-Y %	ROTN-Z %
1	1.14%	-	-15.93%	-
2	-0.17%	0.07%	-	-
3	0.86%	-	13.07%	-
4	3.90%	-	4.98%	-
5	3.70%	-0.16%	-	-
6	2.52%	-	-16.60%	-

Tabella 8 – Confronto degli spostamenti: solaio n. 5, sisma agente in direzione X

Nodo	Link	Shell	Scarto	Link	Shell	Scarto
	Dy [mm]	Dy [mm]	[%]	Dx [mm]	Dx [mm]	[%]
N1	0.00	0.00	-	27.79	28.67	-3.07%
N6	0.00	0.00	-	27.79	28.67	-3.07%
A1	0.00	0.00	-	27.79	28.67	-3.07%
A6	0.00	0.00	-	27.79	28.67	-3.07%
H3	0.00	0.00	-	27.79	27.69	0.36%
E3	0.00	0.00	-	27.79	27.69	0.36%
H4	0.00	0.00	-	27.79	27.71	0.28%
E4	0.00	0.00	-	27.79	27.71	0.28%

Tabella 9 – Confronto degli spostamenti: solaio n. 5, sisma agente in direzione Y

Nodo	Link	Shell	Scarto	Link	Shell	Scarto
	Dy [mm]	Dy [mm]	[%]	Dx [mm]	Dx [mm]	[%]
N1	25.08	28.27	<b>-11.28%</b>	19.37	19.47	-0.51%
N6	-30.33	-28.55	6.23%	19.37	19.45	-0.41%
A1	26.08	28.27	-7.75%	-19.37	-19.47	-0.51%
A6	-30.33	-28.55	6.23%	-19.37	-19.45	-0.41%
H3	18.74	19.37	-3.25%	5.14	5.17	-0.58%
E3	18.74	19.37	-3.25%	-5.14	-5.17	-0.58%
H4	-20.35	-19.57	4.00%	5.14	5.17	-0.58%
E4	-20.35	-19.57	4.00%	-5.14	-5.17	-0.58%

Tabella 10 – Confronto delle forze di taglio alla base delle pareti

Parete	Taglio alla base [kN] Sisma in direzione X			Taglio alla base [kN] Sisma in direzione Y		
	link	shell	scarto	link	shell	scarto
	I1	10.1	10.1	0.00%	306.8	299.9
D1	10.1	10.1	0.00%	306.8	299.9	-2.30%
I6	10.1	10.1	0.00%	367	334.8	-9.62%
D6	10.1	10.1	0.00%	367	334.8	-9.62%
A2	301.3	291.1	-3.50%	207.3	200.5	-3.39%
A5	301.3	291.1	-3.50%	207.3	199.5	-3.91%
N2	301.3	291.1	-3.50%	207.3	200.5	-3.39%
N5	301.3	291.1	-3.50%	207.3	199.5	-3.91%
asse H	516.4	543.5	4.99%	95.1	99.5	4.42%
asse E	516.4	543.5	4.99%	95.1	99.5	4.42%
asse 3	6.0	6.2	3.23%	773.1	889	<b>13.04%</b>
asse G	200.6	194.2	-3.30%	15.9	15.7	-1.27%
asse F	200.6	194.2	-3.30%	15.9	15.7	-1.27%
asse 3*	3.0	3.1	3.23%	165.5	164.1	-0.85%

Un'ulteriore valutazione della resistenza del solaio con pannelli in AAC è effettuata comparando le tensioni tangenziali ottenute numericamente con il modello shell (Figura 11,

Figura 12) con i valori di resistenza sperimentale definiti in Tabella 6.

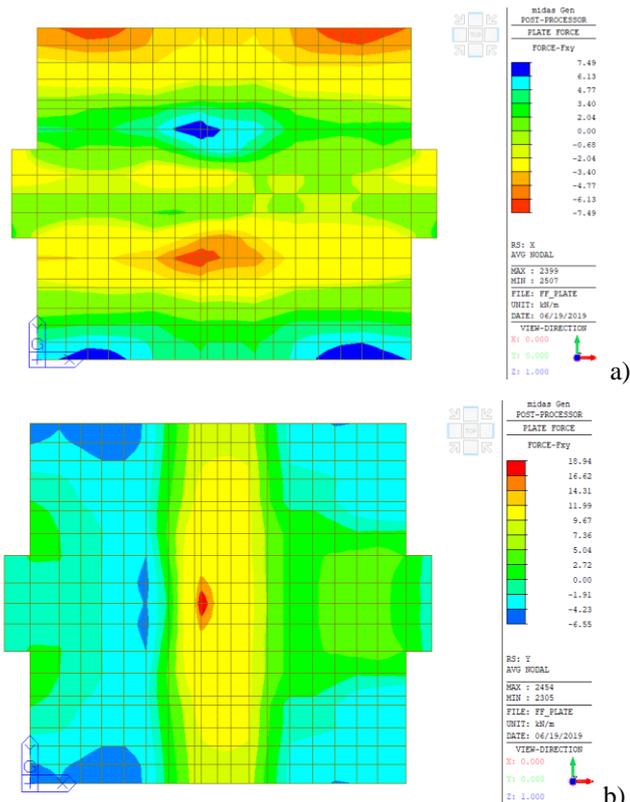


Figura 11. Forze di taglio agenti sul solaio del quinto piano: a) sisma in direzione X, b) sisma in direzione Y

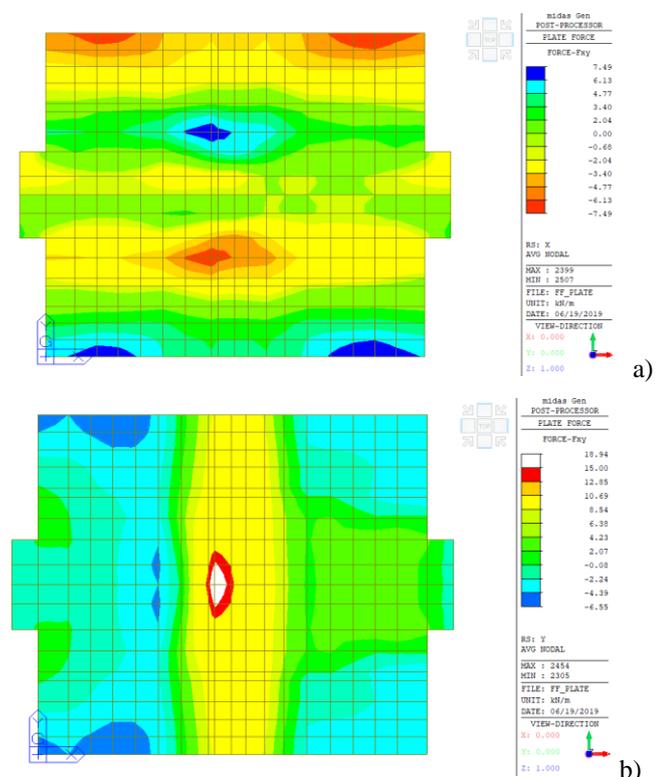


Figura 12. Superamento delle forze di taglio resistenti – solaio quinto piano: a) sisma in direzione X, b) sisma in direzione Y

Le forze di taglio nel piano risultano sempre inferiori alla resistenza tangenziale sperimentale ad eccezione di solai con chiavi di taglio con spessore 7 cm. Tali sistemi infatti presentano, in condizioni di sisma agente lungo l'asse Y, porzioni di solaio in cui vi è il superamento localizzato delle resistenze di progetto (Figura 12b).

#### 4 CONCLUSIONI

In questo lavoro si è valutata la resistenza e la rigidità nel piano di sistemi in AAC per la realizzazione di solai privi di soletta collaborante. Sei campioni quadrati aventi diverso spessore e chiavi di taglio tra i pannelli in AAC sono stati sottoposti a prove di compressione diagonale, in controllo di spostamento. I test sperimentali hanno evidenziato una buona rigidità iniziale, ma una resistenza limitata dai fenomeni di scorrimento tra i pannelli in AAC, il cordolo in calcestruzzo armato perimetrale e le chiavi di taglio che hanno determinato la rottura dei campioni (Figura 5). Tabella 3 evidenzia valori comparabili in termini di rigidità per tutti i campioni ad eccezione dei pannelli 1N e 5N.

Il confronto delle tensioni tangenziali agenti lungo le chiavi di taglio ha determinato una tensione resistente media pari a 0.315 MPa che risulta comparabile con i valori forniti dal produttore del sistema.

Al fine di verificare il comportamento a diaframma dei solai in AAC si è considerato un edificio a cinque piani a pareti in calcestruzzo armato e dotato di tamponamenti in calcestruzzo aerato autoclavato. Si sono considerate due diverse strategie di modellazione per i solai al fine di verificarne il comportamento a piano rigido. Il primo modello è stato realizzato con solai modellati con elementi *rigid-link*; il secondo modello invece utilizzando elementi *shell* aventi modulo di taglio calibrato sulla base dei risultati sperimentali. Le analisi con spettro di risposta sono state svolte sotto l'ipotesi di comportamento elastico dei solai, dunque si è assunto il modulo elastico di taglio per la modellazione a shell-equivalente valutato in corrispondenza al raggiungimento del 50% della resistenza massima e dunque pari a 1200 MPa.

Il comportamento a piano rigido del sistema è stato valutato attuando una verifica in termini di rigidità e resistenza.

La verifica di rigidità è stata effettuata in alcuni punti significativi al fine di attuare una

verifica maggiormente restrittiva rispetto ai criteri dichiarati all'interno dell'Eurocodice 8 (2013) e dell'ASCE 7-16 (2016).

La verifica in termini di resistenza è invece stata effettuata comparando le forze di taglio agenti nel piano del solaio in sommità all'edificio con i valori resistenti ottenuti dai test sperimentali.

I rapporti in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti risultano, in alcuni punti, lievemente maggiori del 10% solo per la condizione di sisma agente nella direzione Y di irregolarità dell'edificio.

In termini di resistenza invece, i solai aventi chiave di taglio di spessore pari a 7 cm non possono essere assunti infinitamente resistenti poiché localmente si verifica il superamento delle resistenze tangenziali valutate sperimentalmente (Tabella 6, Figura 12). Tale condizione può verificarsi in particolare in aree soggette ad alto rischio sismico ed in edifici in cui l'irregolarità strutturale in pianta determina alte concentrazioni di sollecitazioni membranali nei solai. Dunque, la verifica estesa delle tensioni di taglio nel piano risulta essenziale per una corretta progettazione di solai realizzati con questa tecnologia.

## BIBLIOGRAFIA

AFAD, 2018. Turkish seismic design code. Disaster and emergency management presidency, Republic of Turkey Prime Ministry.

ASCE/SEI, 2016. Minimum design loads for buildings and other structures. *The American Society of Civil Engineers, Reston, VA.*

ASTM E519-10, 2003. Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages. *American Society for Testing and Materials International.*

Bose, S., Rai, D. C., 2014. Behavior of AAC infilled RC frame under lateral loading. *In 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, USA.*

European Committee for Standardization, 2013. Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. *European Committee Standard 1:231.*

Halici, O. F., Ugurlu, K., Demir, C., Comert, M., & Ilki, A., 2018. Evaluation of diaphragm conditions in AAC floor structures with RC beams. *Bulletin of earthquake engineering*, **16**(12), 6131-6162.

Ilki A., Demir C., Ugurlu K., 2013. An overview of seismic performance of buildings constructed with reinforced AAC panels. *In: Sustainable building concepts in earthquake regions & energy efficient buildings. Istanbul, Turkey.*

Markulak, D., Radić, I., & Sigmund, V., 2013. Cyclic testing of single bay steel frames with various types of masonry infill. *Engineering structures*, **51**, 267-277.

Midas Gen, 2007. *Midas Information Technology Co., Ltd.*

Milanesi, R. R., Morandi, P., & Magenes, G., 2018. Local effects on RC frames induced by AAC masonry infills through FEM simulation of in-plane tests. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-28.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018. Technical standards for buildings, Ministerial Decree of 17 January, 2018.

Penna, A., Magenes, G., Calvi, G. M., & Costa, A. A., 2008. Seismic performance of AAC infill and bearing walls with different reinforcement solutions. *In Proceedings of the 14th International Brick and Block Masonry Conference.*

Storlie V.L., 2009. Behavior of autoclaved aerated concrete (AAC) floor diaphragms subjected to in-plane reverse cyclic loading. *M.Sc. thesis.* University of Wyoming

Schwarz, S., Hanaor, A., & Yankelevsky, D. Z., 2015. Experimental response of reinforced concrete frames with AAC masonry infill walls to in-plane cyclic loading. *In Structures*, **3**, pp. 306-319.

Ugurlu K., Demir C., Ilki A., 2013. Seismic assessment of a school building constructed with AAC panels and experienced 1999 Kocaeli earthquake. *In: SMAR 2013.*

Scotta, R., Trutalli, D., Marchi, L., and Pozza, L., 2018. Seismic performance of URM buildings with in-plane non-stiffened and stiffened timber floors. *Engineering Structures*. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.02.060

Scotta, R., Trutalli, D., Marchi, L., Pozza, L., and Mirra, M., 2017. Seismic response of masonry buildings with alternative techniques for in-plane strengthening of timber floors. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 47-58

Sucuoğlu, H., & Siddiqui, U. A., 2014. Pseudo-dynamic testing and analytical modeling of AAC infilled RC frames. *Journal of Earthquake Engineering*, **18**(8), 1281-1301

Zovkic, J., Sigmund, V., & Guljas, I., 2013. Cyclic testing of a single bay reinforced concrete frames with various types of masonry infill. *Earthquake engineering & structural dynamics*, **42**(8), 1131-1149.